



S.A. Díaz



UNIVERSITAT POLITÈCNICA  
DE CATALUNYA  
BARCELONATECH

## RESUMEN

El principal objetivo de esta tesis es la evaluación probabilista del daño esperado en edificios de acero sometidos a las acciones sísmicas de diseño en la Ciudad de México. Aunque se efectúa un análisis determinista, la acción sísmica y los edificios se consideran de forma probabilista. Se analiza una extensa base de datos de aceleración, con 7132 registros (3 componentes) de las 78 estaciones de la ciudad, de los cuales 1363, con aceleraciones pico (PGA) mayor de 0.01 g; este análisis, permite disponer de datos representativos para cada una de las 6 zonas sísmicas de la ciudad. Así, la acción sísmica en cada zona, se define mediante 20 acelerogramas compatibles y con error controlado, de forma que el valor medio y la desviación estándar de los 20 espectros correspondientes, coinciden con el espectro de diseño de cada zona y con una función de error predefinida, respectivamente. Por otra parte, se consideran edificios porticados de 3, 7 y 13 pisos y 3 configuraciones estructurales: i) pórticos especiales resistentes a momento (SMF) ii) pórticos con riostras concéntricas (SCBF) y iii) pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF). Las propiedades mecánicas de las secciones estructurales se consideran de forma probabilista y se usa el método de Monte Carlo y la técnica de muestreo del hipercubo latino. El análisis determinista se efectúa usando valores medios de edificios y acelerogramas. Se usan modelos 2D y análisis no lineal estático (NLSA) y dinámico (NLDA) incremental (IDA). El NLSA, permite obtener espectros de capacidad, curvas de fragilidad, curvas de daño medio y relaciones entre PGA y el desplazamiento del punto de capacidad por demanda, que son fundamentales para comparar los resultados de los NLSA y NLDA. El IDA permite obtener relaciones de PGA con el desplazamiento máximo en el techo y con el índice de daño de Park y Ang (IPA). Los resultados muestran un comportamiento adecuado de los edificios; los BRBF son los que tienen un mejor rendimiento y los SMF los que peor. El mayor daño esperado se obtiene para los edificios altos y, en particular, para los no arriostrados (SMF); este resultado se atribuye a la amplificación de la acción sísmica, por efecto de suelos blandos de grandes espesores, afectando más a los edificios altos. La incertidumbre en la respuesta crece con la severidad del terremoto y está dominada por la incertidumbre en la acción sísmica; la influencia de las incertidumbres de las propiedades mecánicas de los edificios, aunque menor, es también significativa. Para los edificios estudiados, en general, el NLSA proporciona buenos resultados comparados con los del NLDA. El análisis determinista muestra una buena consistencia con los valores medianos del probabilista, aunque el análisis probabilista es preferible, ya que permite analizar las incertidumbres.

En esta tesis se han desarrollado, implementado y aplicado métodos novedosos para el análisis de la acción sísmica y del daño. En referencia a la acción sísmica, se ha hecho un estudio completo del efecto de direccionalidad en la Ciudad de México. En cuanto al análisis de daño, el cruce entre los espectros de capacidad y de demanda se efectúa usando un método de balance de energías; se ha aplicado el modelo paramétrico de capacidad, que parametriza los espectros de capacidad mediante 5 parámetros independientes y se han obtenido dos índices de daño que son compatibles con el IPA, pero que se evalúan, de forma directa y sencilla, a partir de las curvas de capacidad; además se efectúa una evaluación probabilista del colapso, que permite obtener la frecuencia o tasa anual de colapso. Finalmente, parte de los desarrollos de esta tesis se implementan en un programa interactivo que constituye una contribución práctica y útil de esta tesis; así, el programa “*Probabilistic Seismic Risk*” (PSRv1.0), pretende ser una herramienta para una evaluación rápida del riesgo sísmico, en términos de tasas anuales de excedencia del daño esperado.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO DE EDIFICIOS DE ACERO: UN ENFOQUE PROBABILISTA

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO DE EDIFICIOS DE ACERO: UN ENFOQUE PROBABILISTA

SERGIO A. DÍAZ ALVARADO  
2017

DIRECTORES:  
DR. ALEX H. BARBAT  
DR. LUIS G. PUJADES BENEIT

TESIS DOCTORAL DE INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA ESTRUCTURAL



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



---

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental  
Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica  
Programa de doctorado: Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

## **Análisis estructural sísmico de edificios de acero: un enfoque probabilista**

Tesis doctoral presentada por

**Sergio Alberto Díaz Alvarado**

para optar al grado de doctor por la Universidad Politécnica de Catalunya

Directores:

Dr. Alex H. Barbat

Dr. Luis G. Pujades Beneit

---

Barcelona, septiembre de 2017





## Acta de calificación de tesis doctoral

Curso académico: 2016 / 2017

Nombre y apellidos

Sergio Alberto Díaz Alvarado

Programa de doctorado

Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Unidad estructural responsable del programa

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

## Resolución del Tribunal

Reunido el Tribunal designado a tal efecto, el doctorando / la doctoranda expone el tema de la su tesis doctoral titulada: “**Análisis estructural sísmico de edificios de acero: un enfoque probabilista**”.

Acabada la lectura y después de dar respuesta a las cuestiones formuladas por los miembros titulares del tribunal, éste otorga la calificación:

☐

NO APTO

☐

APROBADO

☐

NOTABLE

☐

SOBRESALIENTE

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidente/a		Secretario/a	
(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Vocal	Vocal	Vocal	Vocal

\_\_\_\_\_, \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_

El resultado del escrutinio de los votos emitidos por los miembros titulares del tribunal, efectuado por la Escuela de Doctorado, a instancia de la Comisión de Doctorado de la UPC, otorga la MENCIÓN CUM LAUDE:

☐

SÍ

☐

NO

(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Presidente de la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado	Secretario de la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado

Barcelona a \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_





*A mi Esposa por ser la luz en mi vida  
y a mis Padres por su apoyo incondicional.*

*“No hay viaje en esta tierra que no  
pueda realizar un hombre si pone  
todo su empeño en ello.”*

H. Rider Haggard



## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quiero dar gracias a Dios por darme la fortaleza de afrontar esta nueva etapa de mi vida y por las experiencias vividas en este tiempo.

Expreso mi gratitud a mis asesores, al Dr. Luis Pujades, por su generosidad al brindarme la oportunidad de trabajar bajo su tutela, apoyándome con su capacidad y amplia experiencia científica en la dirección mi tesis, en un ambiente de confianza, afecto y amistad, y al Dr. Alex Barbat por su consejos y conocimientos compartidos que han contribuido a mi formación como investigador. Adicionalmente agradecer a todos los profesores del Doctorado en ingeniería sísmica y dinámica estructural de la UPC por sus enseñanzas que ha representado una base vital en mi formación.

Gracias a la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) por su aceptación para desarrollar mis estudios de doctorado. Esta tesis se realizó en el marco de los proyectos de referencia CGL2011-23621 y CGL2015-65913-P, financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad (MINECO) del Gobierno de España y por el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER) de la Unión Europea (UE).

A mis compañeros: Diego Hidalgo, Yeudy Vargas, Rafael Fernández, Alejandro Hernández, Giovanni Abdul, Francesc Sulé, Luis Montoya, Miguel Mánica, Mauricio Alvarado, Álvaro Ruiz, Bashar Alfarah y Rodrigo Alva por su amistad y su colaboración a lo largo del doctorado.

Quiero agradecer a la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco (UJAT) y a la Secretaria de Educación Pública (SEP), México, porque en su compromiso por mejorar la calidad y competitividad de los profesores universitarios, me beneficiaron con la asignación de la beca PISA (Programa Institucional de Superación Académica) y la beca PRODEP (Programa para el Desarrollo Profesional Docente) para realizar mis estudios de doctorado.

Agradecer a la Maestra Candita Gil por su apoyo y ejemplo a lo largo de mi formación profesional y por ser una impulsora de la educación en México.

Un cariñoso agradecimiento a mi Padres, por el amor, apoyo incondicional y sus consejos en el momento indicado que siempre me han brindado en todos los objetivos que me he trazado en la vida. A mis hermanos Jorge Arturo y Alejandra por su afecto y buenos deseos para alcanzar esta meta.

De manera especial quiero agradecer infinitamente a mi esposa Carina, por ser mi compañera en este proyecto que decidimos emprender, porque gracias a su amor, apoyo, motivación y paciencia día tras día (incluidas las largas noches de desvelo), ha sido posible.





## RESUMEN

El principal objetivo de esta tesis es la evaluación probabilista del daño esperado en edificios de acero sometidos a las acciones sísmicas de diseño de la Ciudad de México, considerando los seis tipos de suelo en qué está zonificada la ciudad. Así, aunque se efectúa también un análisis determinista, tanto la acción sísmica como los edificios se consideran de forma probabilista. Como paso preliminar, se analiza una extensa base de datos de aceleración, con 7132 registros (3 componentes) de las 180 estaciones de la ciudad, de los cuales 1363, con aceleraciones pico por encima de 0.01 g; este análisis previo, permite disponer de datos representativos para las 6 zonas, con 122 registros para la zona con menos y 390 para la zona con más registros. Este estudio, además, permite definir la acción sísmica en cada zona, mediante 20 acelerogramas compatibles y con error controlado, en el sentido que, el valor medio y la desviación estándar de los 20 espectros coinciden, respectivamente, con el espectro de diseño y con una función de error predefinida. En cuanto a las estructuras, se consideran edificios porticados bajos (3 pisos), de altura mediana (7 pisos) y altos (13 pisos) y 3 configuraciones estructurales: i) pórticos especiales resistentes a momento (SMF) ii) pórticos con riostras concéntricas (SCBF) y iii) pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF), resultando un total de 9 edificios representativos de los edificios metálicos típicos de la zona de estudio; las propiedades mecánicas de las secciones estructurales y de las riostras se consideran de forma probabilista mediante funciones de distribución de probabilidad, predefinidas de acuerdo a la variabilidad establecida por otros autores. Un análisis estadístico detallado y el uso de técnicas avanzadas de muestreo, basadas en las técnicas de Monte Carlo y del hipercubo latino, permiten establecer que, para cada edificio, 200 muestras bastan para incorporar adecuadamente la variabilidad de todas las variables aleatorias consideradas, de forma que, para una aceleración pico específica, el análisis probabilista se basa en 4 000 simulaciones (200 edificios  $\times$  20 acelerogramas). El análisis determinista se realiza usando los valores medios de edificios y acelerogramas. Se usan modelos 2D y análisis no lineal estático (NLSA) y dinámico (NLDA) incremental (IDA). El NLSA, junto con el método del espectro de capacidad, permite obtener espectros de capacidad, curvas de fragilidad, curvas de grado de daño medio y relaciones entre la aceleración pico y el desplazamiento del punto de capacidad por demanda (*performance point*), que son fundamentales para comparar los resultados de los análisis estático y dinámico. El IDA permite obtener relaciones de la aceleración pico con el desplazamiento máximo en el techo y con el índice de daño de Park y Ang. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto un comportamiento adecuado de los tres tipos de edificios, aunque los de pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF) son los que tienen un mejor rendimiento y los de pórticos resistentes a momento (SMF) los que peor. El mayor daño esperado se obtiene para los edificios altos (13 pisos) y, en particular, para los no arriostrados

(SMF); este resultado se atribuye a la amplificación de la acción sísmica a bajas frecuencias, por efecto de suelos blandos de grandes espesores, afectando más a los edificios altos. La incertidumbre en la respuesta crece con la severidad del terremoto y está dominada por la incertidumbre en la acción sísmica; la influencia de las incertidumbres de las propiedades mecánicas de los edificios, aunque menor, es también significativa. El análisis estático proporciona buenos resultados comparados con los del análisis dinámico, si bien la consistencia es menor para los edificios altos, lo que se atribuye a la influencia de los modos superiores, que no es capturada por el análisis estático, tal como ha sido adoptado aquí. El análisis determinista muestra una buena consistencia con los valores medianos del análisis probabilista, aunque el enfoque probabilista es más rico, ya que permite analizar las incertidumbres y, en este sentido, es preferible.

En esta tesis también se han desarrollado, implementado y/o aplicado métodos y técnicas novedosas para el análisis de la acción sísmica y del daño. En referencia a la acción sísmica se ha hecho un estudio completo del efecto de direccionalidad en la Ciudad de México y un análisis comparativo entre los espectros de diseño y las acciones registradas. En cuanto al análisis de daño, el cruce entre los espectros de capacidad y de demanda se efectúa usando un método de balance de energías; se ha aplicado el modelo paramétrico de capacidad, que parametriza las curvas/espectros de capacidad mediante 5 parámetros independientes; y se han obtenido dos índices de daño que son compatibles con el índice de Park y Ang, pero que se evalúan, de forma directa y sencilla, a partir de las curvas de capacidad; además se efectúa una evaluación probabilista del colapso, que permite cruzar la curva de fragilidad del estado de colapso y la curva de peligrosidad sísmica de la zona para obtener la frecuencia o tasa anual de colapso. Finalmente, parte de los desarrollos de esta tesis se implementan en un programa interactivo que constituye una contribución práctica y útil de esta tesis; así, el programa llamado “*Probabilistic Seismic Risk*” (PSRv1.0), pretende ser una herramienta para una evaluación rápida y eficaz del riesgo sísmico en términos de tasas anuales de excedencia del daño esperado.

## ABSTRACT

The main objective of this thesis is the probabilistic assessment of the expected seismic damage in steel buildings subjected to the design actions of the Mexico City, according to the six soil types of the seismic zonation of the city. Thus, although a deterministic analysis is performed, both the seismic action and the buildings are considered in a probabilistic way. As a preliminary step, an extensive acceleration database is analyzed, with 7132 records (3 components) of the 180 stations in the city; 1363, with peak ground acceleration above 0.01 g; this previous analysis, allows having data representative for the 6 zones, with 122 records for the zone with less and 390 for the zone with more recordings. Moreover, this study allows defining the seismic action in each zone, by means of 20 accelerograms compatible and with controlled error, in the sense that, the mean value and the standard deviation of the 20 spectra match well the design spectrum and a predefined error function, respectively. Concerning structures, the study is based on low- (3 stories), mid- (7 stories) and high-rise (13 stories) framed buildings and on 3 structural configurations: i) Special Moment Frame (SMF) ii) Special Concentrically Braced Frames (SCBF) and (iii) Buckling Restrained Braced Frames (BRBF), resulting in a total of 9 buildings representative of the typical steel buildings of the study area; the mechanical properties of the structural sections and their braces are considered in a probabilistic way by means of probability distribution functions, predefined according to the variability established by other authors. A detailed statistical analysis and the use of advanced sampling techniques, based on the Monte Carlo and Latin hypercube techniques, allow to establish that for each building, 200 samples are enough to adequately incorporate the variability of all the random variables considered; thus, for a specific peak ground acceleration, the probabilistic analysis is based on 4000 simulations (200 buildings  $\times$  20 accelerograms). The deterministic analysis is performed by using mean values of buildings and accelerograms. 2D models, Nonlinear Static Analysis (NLSA), Non Linear Dynamic Analysis (NLDA) and Incremental Dynamic Analysis (IDA) are used. The NLSA, together with the capacity spectrum method, allows obtaining capacity spectra, fragility curves, mean damage state curves and relations between peak ground acceleration and the displacement of the performance point, which are fundamental to compare the results of static and dynamic analyses. IDA allows obtaining relations among peak ground acceleration, maximum roof displacement and Park and Ang damage index. The results show that buildings perform properly. However, framed buildings with restricted buckling braces (BRBF) show the best performance while moment resistant framed buildings (SMF) the worst. The highest expected damage is obtained for high-rise buildings (13 stories) and, particularly, for non-braced buildings (SMF); this result is attributed to the amplification of the seismic action at low frequencies, due to the effect of thick and



soft soils, affecting more to high buildings. Uncertainties in the response increase with the severity of the earthquake and they are dominated by uncertainties in the seismic action; however, the influence of uncertainties of the mechanical properties of buildings, although minor, is also significant. Static analysis provides good results, when compared with the ones of the dynamic analysis; but, this consistency is lower for high-rise buildings. This fact is attributed to the influence of higher modes, which are not considered in the static analyses, as adopted here. The deterministic analysis shows a good consistency with the median values of the probabilistic analysis, although the probabilistic approach provides more information, since, it allows to analyze uncertainties and, in this sense, it should be preferred.

Besides, in this thesis, innovative methods and techniques for the analysis of the seismic action and for damage assessment have been developed, implemented and / or applied. Concerning to seismic actions, a comprehensive study of directionality effects in Mexico City has been performed; also, the design spectra for the city have been compared with the ones of the recorded accelerograms. Concerning to the assessment of the damage expected, the performance point is obtained by using an energy-balance based method; the parametric model for capacity curves has been applied; this model completely defines curves/spectra with 5 independent parameters. In addition, two damage indices have been obtained that are compatible with the Park and Ang index; these two damage indices are calculated from the capacity curve, in a straightforward way. In addition, a probabilistic assessment of the collapse damage state, is performed; for a specific region, this assessment, crosses the fragility curve of the *collapse* damage state and the seismic hazard curve to obtain the frequency (or annual rate) of collapse. Finally, as a practical and useful contribution, some of the developments of this thesis, are implemented in an interactive software; it is intended that the computer program, "*Probabilistic Seismic Risk*" (*PSRv1.0*), be an easy and efficient tool allowing a fast assessment of the seismic risk, in terms of annual exceedance rates of the damage expected.

# ÍNDICE

<b>RESUMEN</b> .....	i
<b>ABSTRACT</b> .....	iii
<b>ÍNDICE</b> .....	v
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	ix
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	xv
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1 Introducción .....	1
1.2 Antecedentes y motivación .....	2
1.3 Objetivos .....	4
1.3.1 Objetivo general .....	4
1.3.2 Objetivos específicos .....	5
1.4 Metodología .....	6
1.4.1 Las acciones sísmicas .....	6
1.4.2 Los edificios .....	7
1.4.3 Análisis no lineal .....	8
1.4.4 Enfoque probabilista .....	9
1.4.5 Metodologías novedosas para la evaluación sísmicas .....	10
1.4.6 Direccionalidad .....	11
1.5 Alcance del estudio .....	12
1.6 Estructura de la memoria .....	12
<b>2. ACCIONES SÍSMICAS</b> .....	15
2.1 Introducción .....	15
2.2 Peligrosidad sísmica de la Ciudad de México .....	17
2.2.1 Características de la sismicidad de México .....	17
2.2.2 Efectos de sitio en Ciudad de México .....	19
2.3 El reglamento sísmico .....	20
2.4 Base de datos de acelerogramas .....	22
2.4.1 Análisis estadístico .....	23
2.5 Tratamiento de los registros .....	26

2.5.1 Corrección de línea base .....	26
2.5.2 Duración significativa .....	28
2.6 Respuesta espectral .....	29
2.7 Acciones sísmicas compatibles .....	30
2.7.1 Tipos de acelerogramas .....	31
2.7.2 Selección de acelerogramas .....	37
2.7.3 Enfoque probabilista .....	40
2.8 Resumen y conclusión .....	46
 3. EDIFICIOS .....	 49
3.1 Introducción .....	49
3.2 Edificios de acero .....	49
3.2.1 Pórticos resistentes a momento (Moment Frame, MF) .....	52
3.2.2 Pórticos arriostrados (Braces Frame, BF) .....	52
3.3 Edificios arquetipo .....	54
3.4 Modelos estructurales .....	56
3.4.1 Vigas y columnas .....	57
3.4.2 Riostras especiales .....	59
3.4.3 Riostra de pandeo restringido .....	62
3.4.4 Análisis modal .....	64
3.5 Variables probabilistas .....	65
3.5.1 Caracterización probabilista de las propiedades mecánicas de las vigas y columnas .....	66
3.5.2 Caracterización probabilista de las propiedades mecánicas de las riostras ..	68
3.5.3 Modelos probabilistas .....	70
3.6 Resumen y conclusiones .....	72
 4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL .....	 75
4.1 Introducción .....	75
4.2 Curva de capacidad .....	76
4.3 Espectro de capacidad .....	79
4.4 Estados de daño .....	84
4.5 Curvas de fragilidad e índice de daño medio .....	85

4.6	Rendimiento sísmico.....	90
4.7	Evaluación probabilista del colapso (enfoque estático).....	98
4.8	Resumen y conclusiones .....	101
5.	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL .....	105
5.1	Introducción.....	105
5.2	IDA .....	106
5.3	Análisis de las incertidumbres .....	109
5.4	Índice de daño de Park y Ang .....	112
5.5	Curvas de fragilidad e índice de daño medio basado en el IPA .....	117
5.6	Evaluación probabilista del colapso enfoque dinámico .....	121
5.7	Comparación NLSA - NLDA.....	123
5.8	Resumen y conclusiones .....	127
6.	MÉTODOS INNOVADORES PARA EVALUACIONES SÍSMICAS .....	133
6.1	Introducción.....	133
6.2	Modelo paramétrico .....	133
6.3	Índices de daño basados en la curva de capacidad .....	140
6.3.1	Índice de daño de capacidad.....	141
6.3.2	Índice de daño de energía .....	145
6.4	Riesgo sísmico probabilista.....	152
6.4.1	Módulo de capacidad .....	152
6.4.2	Módulo de daño .....	155
6.4.3	Módulo de fragilidad .....	155
6.4.4	Módulo de riesgo .....	155
6.5	Resumen y conclusiones .....	156
7.	DIRECCIONALIDAD .....	159
7.1	Introducción.....	159
7.2	El efecto de direccionalidad .....	160
7.2.1	Importancia .....	160
7.2.2	Método.....	162



7.2.3 Análisis de direccionalidad de la base de datos .....	167
7.3 Efectos de la orientación del edificio .....	175
7.3.1 Técnica simplificada .....	177
7.3.2 Análisis dinámico no lineal .....	180
7.3.3 Discusión de los resultados .....	181
7.4 Resumen y conclusiones .....	183
 8. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....	187
8.1 Introducción .....	187
8.2 Principales contribuciones.....	187
8.2.1 Acción sísmica .....	187
8.2.2 Edificios.....	188
8.2.3 Evaluación sísmica.....	188
8.2.5 Direccionalidad.....	190
8.3 Conclusiones .....	190
8.3.1 La acción sísmica .....	191
8.3.2 Edificios.....	191
8.3.3 Evaluación sísmica.....	192
8.3.4 Métodos innovadores para evaluaciones sísmicas .....	194
8.3.5 Direccionalidad.....	195
8.4 Líneas futuras de investigación .....	195
8.4.1 Acción sísmica .....	196
8.4.2 Edificios.....	196
8.4.3 Evaluación sísmica.....	197
8.4.4 Métodos innovadores para evaluaciones sísmicas .....	197
8.4.5 Direccionalidad.....	198
 ANEXO A .....	199
 REFERENCIAS.....	207

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1	Placas tectónicas, sismicidad y tipos de falla en México. Los círculos naranjas representan terremotos de profundidad < 35 Km y los círculos azules representan terremotos de profundidades superiores (Vladimir y Pacheco 1999). ....	17
Figura 2-2	Zonas de ruptura de los grandes sismos del siglo XX (Vladimir y Pacheco 1999). También se puede observar la ubicación de la Ciudad de México (México D.F), en el centro del país. ....	18
Figura 2-3	Sismicidad de México en 2016. Fuente: Servicio Sismológico Nacional (SSN 2016). ....	19
Figura 2-4	Zonas sísmicas de la Ciudad de México; acelerogramas y respectivos espectros de respuesta del sismo de México del 19/09/1985 para registros de la componente E-W en las estaciones UNAM y SCT. ....	20
Figura 2-5	Comparación de un espectro de respuesta con un espectro de diseño. ....	21
Figura 2-6	Zonas sísmicas y sus respectivos espectros de diseño de la NTC-DF (2004). ....	22
Figura 2-7	Zonificación sísmica de la Ciudad de México de la NTC-DF (2004) y estaciones acelerográficas de la base de datos. ....	24
Figura 2-8	Epicentros de los sismos (note que un mismo sismo suele ser registrado por varias estaciones), marcas de distancias radiales y azimuts medidas desde la Ciudad de México. ....	26
Figura 2-9	Distribución de los registros por tipo de suelo asignados de acuerdo al mapa de zonificación sísmica de la NTC-DF (2004). ....	26
Figura 2-10	Ejemplo de acelerograma filtrado (derecha) y sin filtrar (izquierda) del acelerograma MEX85 <sub>N-S</sub> SCT de la Ciudad de México. ....	27
Figura 2-11	Espectro de amplitudes de Fourier del acelerograma MEX85 <sub>N-S</sub> SCT, antes y después del filtrado. ....	27
Figura 2-12	Gráfico de intensidad de Arias y espectro de respuesta del sismo MEX85 <sub>N-S</sub> SCT para diferentes límites. ....	29
Figura 2-13	Espectros de respuesta Sa, de los acelerogramas MEX85 <sub>N-S</sub> SCT y MEX85 <sub>E-W</sub> SCT. ....	30
Figura 2-14	Acelerograma sintético y su respectivo espectro de respuesta obtenido con el programa Prodisis v4.0 para el espectro de diseño de la ciudad de Acapulco, México. ....	32
Figura 2-15	Acelerogramas sintéticos con espectros de respuesta compatibles con el espectro de diseño de la ciudad de Acapulco, México, generados con SeismoArtif. (a) Duración de 50 s. y (b) Duración de 25 s. ....	33
Figura 2-16	(a) Acelerogramas semilla e híbrido obtenido; (b) Espectros de amplitud de Fourier. ....	37
Figura 2-17	(a) Espectro objetivo, zona I (NTC-DF 2004) y espectros de respuesta del acelerograma semilla y del acelerograma híbrido. (b) Error cuadrático medio para cada iteración. (c) Función del factor de ajuste por periodos en la primera y última iteración. ....	37
Figura 2-18	Espectros de respuesta y espectro medio de los 4 acelerogramas de la base de datos analizada que mejor representan a cada zona sísmica de la Ciudad de México. ....	39
Figura 2-19	Espectros simulados LHS, su valor medio y desviación estándar usados en la metodología PSM para el acelerograma acc 16 y el espectro objetivo de la zona IIIb. ....	42

Figura 2-20	Acelerogramas semilla e híbridos (izquierda). Espectro objetivo y espectros de respuesta de los acelerogramas semilla e híbridos (derecha).....	43
Figura 2-21	Conjunto de 20 espectros de respuesta de los acelerogramas híbridos y su espectro medio obtenidos con la metodología PSM para cada zona sísmica de la Ciudad de México.....	44
Figura 2-22	Espectro medio y desviación estándar para el conjunto de 20 espectros de respuesta de los acelerogramas híbridos obtenidos con la metodología PSM para cada zona sísmica de la Ciudad de México, además, sus respectivos espectros de diseño y el error predefinido. ....	45
Figura 3-1	Perfiles estructurales (ANSI/AISC 341-10 2010) usados en la construcción de edificios de acero en México y EUA.....	50
Figura 3-2	Detalle de piso o cubierta (Losacero) típica de edificios de acero (IMSA-MEX 2004).....	51
Figura 3-3	Sistemas estructurales MF y BF para edificios de acero del AISC 341-10 (2010). ....	53
Figura 3-4	Arquetipo de los edificios de acero SMF. ....	55
Figura 3-5	Arquetipo de los edificios de acero SCBF.....	56
Figura 3-6	Arquetipo de los edificios de acero BRBF. ....	56
Figura 3-7	Modelo IMK modificado; (a) curva envolvente; (b) definición de modos básicos de deterioro cíclico (Lignos y Krawinkler 2011). ....	57
Figura 3-8	(a) Ley de histéresis bilineal con endurecimiento; (b) modelo de degradación con base en la ductilidad usado por el programa Ruaumoko 2D (Carr 2002); (c) modelo de fuerza-rotación con base en el modelo IMK modificado. ....	59
Figura 3-9	Ciclo de histéresis y envolvente de la sección W16x89 obtenido en el programa Ruaumoko 2D. ....	60
Figura 3-10	Comportamiento cíclico P- $\delta$ experimental de una riostra (a) sección W y (b) sección HSS ante cargas dinámicas (Lee y Noh 2010). ....	61
Figura 3-11	(a) Ley de histéresis Remennikov (1997a; 1997b); (b) el comportamiento de la riostra asociado a cada zona. ....	61
Figura 3-12	Ley de histéresis Remennikov 2D de la riostra especial utilizado en el modelado del edificio SCBF 3 mediante el programa Ruaumoko. ....	62
Figura 3-13	Esquema de un BRB (Tremblay et al. 2006).....	63
Figura 3-14	(a) Envolvente de histéresis de un BRB y una riostra típica (Crisafulli 2013); (b) ciclo de histéresis experimental de un BRB (Tsai y Lai 2002). ....	63
Figura 3-15	Ley de histéresis Al-Bermani. ....	64
Figura 3-16	Ciclo de histéresis Al-Bermani del BRB (HSS5x5x1/4 y núcleo de acero de 4x7/8 de área = 2258 mm <sup>2</sup> ) utilizado en el edificio BRBF 3 disponible en el programa Ruaumoko. ....	64
Figura 3-17	PDF y CDF para las 3 variables ( $f_y$ , $\theta_p$ y $\theta_{pc}$ ) para el caso de la sección W16x89. ....	67
Figura 3-18	Ejemplos de muestreo de variables, con correlación inter-elemento para elementos de diferente tipo (correlación nula) y del mismo tipo (correlación 0.65) ....	68
Figura 3-19	PDF y CDF para la variable $f_y$ de la riostra especial HSS 5x5x3/8 y de pandeo restringido de núcleo 4x7/8. ....	69

Figura 3-20	(a) Diagrama M - $\theta$ y (b) M- P de los 200 valores probabilistas y valor medio para una de las secciones W16x89. ....	71
Figura 3-21	Fuerza axial de tracción y compresión de los 200 valores probabilistas y valor medio (a) para una riostra especial y (b) para un BRB. ....	72
Figura 4-1	Curvas de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios de acero bajos. ....	78
Figura 4-2	Curvas de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios de acero de mediana altura. ....	78
Figura 4-3	Curvas de capacidad determinista y probabilistas de los edificios de acero altos. ....	79
Figura 4-4	Espectros de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios SMF. ....	80
Figura 4-5	Espectros de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios SCBF. ....	81
Figura 4-6	Espectros de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios BRBF. ....	81
Figura 4-7	Representación bilineal y umbrales de los estados de daño para los casos deterministas y probabilistas de los edificios SMF 3, SCBF 3 y BRBF 3. ....	84
Figura 4-8	Índices de daño medio deterministas y probabilistas de los edificios SMF 3, SCBF 3 y BRBF 3. ....	87
Figura 4-9	Curvas de fragilidad deterministas y probabilistas de los edificios SMF 3, SCBF 3 y BRBF 3. ....	87
Figura 4-10	Percentil 50 de las curvas de fragilidad e índice de daño medio de los 9 arquetipos. ....	88
Figura 4-11	Comparación del percentil 50 (mediana) del índice de daño medio de los edificios arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	89
Figura 4-12	(a) Espectros de diseño para la Ciudad de México y periodos fundamentales ( $T_1$ ) de los arquetipos; se indican las respectivas zonas de mayor amenaza. (b) Ampliación de la Figura (a) en el rango entre 0 y 2 s. ....	90
Figura 4-13	Curva de capacidad, representación bilineal y curva EAD para el edificio SMF 3 (percentil 50). ....	92
Figura 4-14	Espectros de diseño elástico de Newmark y Hall (1982). ....	93
Figura 4-15	Espectros de respuesta del acelerograma compatible con zona IIIa escalado a un PGA 0.48 g en formato (a) $S_a - T$ ; (b) $S_a - S_d$ y (c) $S_{aE} - S_d$ . ....	93
Figura 4-16	Punto de capacidad por demanda obtenido con el método de balance energético para el caso del percentil 50 del edificio SMF 3 con el espectro de la Figura 4-15 para un PGA 0.48 g. ....	94
Figura 4-17	Relación PGA - $\delta_{PP}$ percentil 5, 50 (mediana) y 95 de los arquetipos de 3 pisos. ....	96
Figura 4-18	Comparación por pisos de la relación PGA - $\delta_{PP}$ percentil 50 (mediana) de los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	96
Figura 4-19	Estimación del grado de daño más probable en los arquetipos: (a) de 3 pisos; (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos para la zona de estudio. ....	97
Figura 4-20	Curva de peligrosidad sísmica para la zona de estudio (zona II) (Ciudad de México) (Ordaz et al. 2000). ....	99
Figura 4-21	Curvas de fragilidad de colapso probabilistas, obtenidas a partir de NLSA para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	99



Figura 5-1	Relación PGA- $\delta$ determinista y percentiles probabilistas para los arquetipos de 3 pisos.....	108
Figura 5-2	Relación PGA- $\delta$ determinista y percentil 50 (mediana) para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	108
Figura 5-3	Relación PGA - $\delta$ - V de los arquetipos de 3 pisos. ....	110
Figura 5-4	Incertidumbre del desplazamiento en el techo $\delta$ de los SMF 3; (a) desviación estándar y (b) COV de la respuesta estructural.....	111
Figura 5-5	Relación PGA-IPA <sub>P</sub> (promedio de los elementos dañados) para los arquetipos de 3 pisos. ...	115
Figura 5-6	Relación PGA-IPA <sub>E</sub> (ponderado por energía) para los arquetipos de 3 pisos. ....	115
Figura 5-7	Relaciones PGA- IPA <sub>E</sub> y PGA- IPA <sub>P</sub> percentil 50 para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) 7 de pisos y (c) de 13 pisos. ....	116
Figura 5-8	Valores del índice de daño IPA <sub>E</sub> para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos para la zona de estudio y amenaza tipo A. ....	117
Figura 5-9	Percentil 50 (mediana) de las curvas de fragilidad, en función del desplazamiento en el techo, basadas en el IPA <sub>E</sub> y correspondiente índice de daño medio, para los 9 edificios estudiados. ....	119
Figura 5-10	Comparación del percentil 50 de las curvas IDM - $\delta$ par los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	120
Figura 5-11	Comparación de los percentiles 50 de las curvas IDM(PGA) para los edificios (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13. Se ha usado las acciones de diseño para edificios tipo A. ....	120
Figura 5-12	CFC basadas en el IDA para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ..	121
Figura 5-13	Relación entre los percentiles 50 de las relaciones PGA- $\delta$ obtenidas mediante NLSA y NLDA para los edificios (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.....	124
Figura 5-14	Comparación del percentil 50, de los IDM ( $\delta$ ) obtenidos a partir de las curvas de fragilidad definidas a partir de la curva bilineal de capacidad (RISK UE) y a partir del índice de daño de Park y Ang (IPA <sub>E</sub> ). ....	125
Figura 5-15	Comparación de los percentiles 50 de los IDM (PGA) para los edificios de 13 pisos obtenidos a partir del NLSA (RISK UE) y del NLDA (IPA <sub>E</sub> ). También se indica el daño esperado para la zona de estudio para la amenaza tipo A. ....	126
Figura 5-16	Curvas de fragilidad probabilistas de colapso desde el enfoque del NLDA y NLSA de los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	127
Figura 5-17	Espectros de diseño de suelo duro (II), blando (IIIa) y muy blando (IIIb) de la zona de estudio (Ciudad de México) y periodo fundamental ( $T_1$ ) de los 9 edificios estudiados.....	130
Figura 6-1	(a) Ejemplo de modelo paramétrico de un espectro de capacidad definido por cinco parámetros independientes y su parte lineal, no lineal y representación bilineal, así como b) sus primeras derivas respectivamente. ....	135
Figura 6-2	Ejemplo de ajuste del modelo paramétrico. (a): primeras derivadas de la curva de capacidad, de sus partes lineal y no lineal. (b) Curva de capacidad y partes lineal y no lineal. En ambas figuras se muestran las curvas observadas y ajustadas para la curva mediana ( percentil 50) de los arquetipos ....	136
Figura 6-3	Espectros de capacidad reales y del modelo paramétrico probabilistas y percentil 50 de los arquetipos de 3 pisos. ....	137

Figura 6-4	Espectros de capacidad medianos (percentil 50) observados y ajustados para los 9 arquetipos estudiados. ....	137
Figura 6-5	Acelerogramas usados en los IDA deterministas: (a) para el SMF 3 con respuesta espectral compatible con espectro de diseño (IIIa) y (b) para los SMF 7 y SMF 13 con respuesta espectral compatible con espectro de diseño (IIIb). ....	143
Figura 6-6	$K_N(\delta)$ , $E_N(\delta)$ , $CDI(\delta)$ y su calibración con el $IPAP(\delta)$ para el caso determinista de los arquetipos SMF (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	143
Figura 6-7	$CDI(\delta)$ e $IPAP(\delta)$ de los casos probabilistas y percentiles 50 de los arquetipos SMF (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	144
Figura 6-8	Curva de capacidad, curva bilineal (relación fuerza-deformación) y esquema para el cálculo de energía $E_{so}$ de la ecuación (6-17) y de la energía $E_D$ de la ecuación (6-18). ....	146
Figura 6-9	(a) Diagrama momento $M$ - rotación $\theta$ e $IPAE(\theta)$ de una viga (en rojo) del primer nivel del SMF 3 y (b) Curva de capacidad e $IPAE(\delta)$ del SMF 3 determinista. ....	147
Figura 6-10	$IPAE(\theta)$ y $EDI(\theta)$ de la viga analizada del SMF 3. (ver también la Figura 6-9). ....	148
Figura 6-11	Relaciones $PGA - \delta$ obtenidas a partir del IDA y del EBC para el edificio SMF 3 ....	149
Figura 6-12	$IPAE$ , $E_{so}$ , $E_D$ y $EDI$ del SMF 3 (caso determinista); (a) en función $\delta$ y (b) en función de $PGA$ . ....	150
Figura 6-13	$IPAE(\delta)$ , $E_{so}(\delta)_N$ , $E_D(\delta)_N$ y $EDI(\delta)$ probabilistas y percentil 50 de los arquetipos SMF (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	151
Figura 6-14	$IPAE(PGA)$ , $E_{so}(PGA)_N$ , $E_D(PGA)_N$ y $EDI(PGA)$ probabilistas y percentil 50 de los arquetipos SMF (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos. ....	151
Figura 6-15	Metodología utilizada por el programa PSRv1.0. ....	153
Figura 7-1	Aceleración de las componentes N - S y E - W del sismo MEX85-SCT en función del tiempo. ....	162
Figura 7-2	Variación del $PGA - \theta$ de giro de las componentes N-S, E-W, GM y VC del sismo MEX85-SCT. ....	164
Figura 7-3	Espectros de respuesta de aceleración para cada ángulo de rotación de las componentes horizontales y su GM del sismo MEX85-SCT. ....	165
Figura 7-4	(a) $GM(\theta)/GM_{RotD50}(\theta)$ . (b) Función de penalización del sismo MEX85-SCT. La línea azul indica el $\theta$ que minimiza la función de penalización y la línea roja es una referencia para indicar $GM = GM_{RotD50}$ . ....	166
Figura 7-5	$GM_{RotI50}$ , $GM_{RotD50}$ , $GM_{RotD100}$ , $GM_{RotD00}$ , GM sin rotar y QM del sismo MEX85-SCT. ....	167
Figura 7-6	$GM_{RotD50}$ , $GM_{RotD100}$ , $GM_{RotI50}$ , GM sin rotar y VC de la base de datos de la Ciudad de México. ....	168
Figura 7-7	Ratio $GM_{RotD50}/GM_{RotI50}$ y GM sin rotar/ $GM_{RotI50}$ (a) Boore et al. (2010) y (b) esta investigación. ....	169
Figura 7-8	Ratio $GM_{RotI50}/GM_{RotD50}$ y su desviación estándar (a) Boore et al. (2006) y (b) esta investigación. ....	169

Figura 7-9	Ratio $GM_{RotI50}/GM$ sin rotar y su desviación estándar (a) Boore et al. (2006) y (b) esta investigación.....	170
Figura 7-10	Ratios $GM_{RotD100}/GM$ sin rotar, $GM_{RotD100}/GM_{RotI50}$ , $GM_{RotD100}/GM_{RotD50}$ , $VC/GM$ sin rotar, $VC/GM_{RotI50}$ y $VC/GM_{RotDI50}$ para la base de datos de la Ciudad de México..	170
Figura 7-11	Comparación con otras investigaciones del ratio $VC /GM_{RotI50}$ . ....	172
Figura 7-12	$GM_{RotI50}$ de todos los registros por tipo de suelo, valor medio de $GM_{RotI50}$ y espectro de código de la NTC-DF (2004). ....	173
Figura 7-13	Comparación de la media de cada una de la medidas con los espectros de código (NTC-DF 2004) para cada tipo de suelo de la Ciudad de México. ....	174
Figura 7-14	(a) Modelo 3D del edificio utilizado para el estudio del efecto de la orientación del edificio para una acción determinada y (b) secciones de vigas y columnas. ....	175
Figura 7-15	Espectros de respuesta de las componentes N – S y E – W de los 4 sismos con similitud con el espectro de la zona IIIa. ....	176
Figura 7-16	Técnica simplificada para considerar la variación del rendimiento sísmico del edificio dependiendo de la orientación que éste tenga con respecto a una acción determinada. ....	177
Figura 7-17	Curvas de capacidad en las direcciones principales X e Y del edificio. ....	178
Figura 7-18	Variación de la aceleración espectral en función del ángulo de rotación ( $\theta$ ) para el $T=0$ s. (PGA) y para los periodos $T_{x1}=0.89$ s. y $T_{y1}=1.04$ s. en los espectros $S_a \text{ accx}(\theta)$ y $S_a \text{ accy}(\theta)$ de cada sismo. ....	179
Figura 7-19	Ejemplo del método EBC para las curvas EAD en X e Y con los $S_a \text{ accx}(\theta)$ y $S_a \text{ accy}(\theta)$ del sismo 2 escalado a un PGA de 0.12 g. ....	180
Figura 7-20	Relación $\theta$ - $\delta$ obtenida del análisis de direccionalidad con el método simplificado y el método del NLDA para los 4 sismos escalados a los PGA de 0.12g y 0.22 g. ....	182
Figura A-1	Geometría y elementos estructurales del arquetipo de edificio para ejemplo en el PSRv1.0. ...	199
Figura A-2	(a) Curva de capacidad del edificio SMF 3 y (b) curva de peligrosidad sísmica probabilista de la ciudad de Acapulco, México para la aceleración espectral de $T1=0.63$ s. ....	200
Figura A-3	Pantalla de inicio y menú de los módulos del programa PSRv1.0. ....	200
Figura A-4	Módulo CAPACITY del PSRv1.0.....	201
Figura A-5	Módulo DAMAGE del PSRv1.0.....	203
Figura A-6	Módulo FRAGILITY del PSRv1.0 .....	203
Figura A-7	Módulo RISK del PSRv1.0. ....	204

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1	Sismos fuertes ocurridos en la costa del Pacífico al sur de México.....	18
Tabla 2-2	Parámetros para calcular los espectros de aceleraciones de la NTC-DF (2004).....	22
Tabla 2-3	Distribución de número de registros <sup>(1)</sup> por PGA en cm/s <sup>2</sup> de la base de datos de la Ciudad de México.....	25
Tabla 2-4	Resumen de las características de los 1363 registros con PGA horizontal mayor de 10 cm/s <sup>2</sup> de la base de datos de la Ciudad de México utilizada en el presente estudio, por número de registros <sup>(1)</sup> .....	25
Tabla 2-5	Medidas estadísticas de las principales características de los 1363 registros. ....	25
Tabla 2-6	Número de espectros de respuesta de cada zona sísmica de la NTC-DF (2004). ....	30
Tabla 2-7	Principales características de los 24 acelerogramas de la base de datos que mejor representan a los espectros de diseño de la Ciudad de México.....	38
Tabla 3-1	Edificios de acero evaluados en esta investigación. ....	54
Tabla 3-2	Cargas gravitacionales y variables consideradas. ....	55
Tabla 3-3	Periodo fundamental de cada tipología.....	65
Tabla 3-4	Propiedades probabilistas de las variables de resistencia y ductilidad.....	67
Tabla 3-5	Matriz de correlación intra-elemento para las variables aleatorias de vigas y columnas.....	68
Tabla 3-6	Propiedades probabilistas de las variables de resistencia de las riostras.....	69
Tabla 3-7	$\mu$ y $\sigma$ de 1000, 500 y 200 muestras de variables probabilistas de los arquetipos.....	70
Tabla 3-8	Variables aleatorias de los arquetipos de edificio. ....	71
Tabla 4-1	Estadística de los desplazamientos en el techo últimos $\delta_u$ de las curvas de capacidad. ....	79
Tabla 4-2	Valores $T_1$ , $W$ , $PF_1$ y $\alpha_1$ de los arquetipos deterministas. ....	80
Tabla 4-3	$T_1$ , $Sd_u$ , $Sa_u$ , $Sd_y$ , $Sa_y$ y ductilidad deterministas y percentiles (5, 50 y 95) de los arquetipos de 3 pisos. ....	83
Tabla 4-4	$T_1$ , $Sd_u$ , $Sa_u$ , $Sd_y$ , $Sa_y$ y ductilidad deterministas y percentiles (5, 50 y 95) de los arquetipos de 7 pisos. ....	83
Tabla 4-5	$T_1$ , $Sd_u$ , $Sa_u$ , $Sd_y$ , $Sa_y$ y ductilidad deterministas y percentiles (5, 50 y 95) de los arquetipos de 13 pisos. ....	83
Tabla 4-6	Parámetros de las curvas de fragilidad de los arquetipos estudiados. ....	86
Tabla 4-7	Valores del PGA (en unidades de g) correspondientes a los umbrales de los estados de daño de los diferentes arquetipos. ....	95
Tabla 4-8	IDM percentil 50 de los arquetipos para la amenaza máxima tipo A de la zona de estudio. ....	98
Tabla 4-9	Parámetros, $\mu_{CFC}$ y $\sigma_{CFC}$ , de las curvas de fragilidad de colapso probabilistas para los diferentes arquetipos (obtenidas mediante NLSA) .....	100
Tabla 4-10	Resultados de la evaluación del colapso para la máxima amenaza (PGA=0.08 g) de los arquetipos en la Ciudad de México en la zona II y para la curva de peligrosidad de la Figura 4-20. ....	101

Tabla 5-1	Desplazamientos en el techo $\delta$ por PGA de los casos determinista y percentiles probabilistas de arquetipos de edificios. ....	107
Tabla 5-2	Desplazamiento de colapso $\delta_u$ , de los casos determinista y percentiles 5,50 y 95 de los arquetipos. ....	114
Tabla 5-3	Parámetros de las curvas de fragilidad calculada con base de $IPAE$ percentil 50 de los diferentes arquetipos y el respectivo PGA para los umbrales de cada estado de daño. ....	118
Tabla 5-4	Parámetros de las CFC, de la Figura 5-12. ....	121
Tabla 5-5	Resultados de la evaluación del colapso de los arquetipos en la Ciudad de México. ....	122
Tabla 6-1	Parámetros del modelo de capacidad para el espectro de capacidad de los arquetipos. ....	138
Tabla 6-2	Errores cuadráticos medios entre el espectro de capacidad observado y el espectro de capacidad ajustado mediante el modelo paramétrico. ....	138
Tabla 6-3	Datos estadísticos de los 5 parámetros independientes de cada arquetipo. ....	140
Tabla 6-4	Correlaciones entre los 5 parámetros independientes de cada arquetipo. ....	140
Tabla 6-5	Rango de valores del parámetro $\alpha$ de los $CDI(\delta)$ calibrados con el $IPAP(\delta)$ de los SMF. ....	145
Tabla 6-6	Valores del parámetro $\eta$ de los $EDI(\delta)$ calibrados con el $IPAE(\delta)$ de los SMF. ....	150
Tabla 7-1	Formas usuales de combinar las componentes ortogonales horizontales de un registro sísmico de aceleración (Douglas, 2003). ....	161
Tabla 7-2	Valores $T_1$ , $W$ , $PF_1$ y $\alpha_1$ del edificio de la Figura 7-14. ....	176
Tabla 7-3	Principales características de los acelerogramas semilla de la base de datos que mejor representan el espectro de diseño de la zona IIIa de la Ciudad de México. ....	176
Tabla 7-4	Ángulo donde se presenta la máxima aceleración espectral en $Sa_{accx}(\theta)$ y $Sa_{accy}(\theta)$ de cada sismo para $T=0$ s., $T_{1x}$ y $T_{1y}$ . ....	179
Tabla 7-5	Ángulos donde se presenta el mayor desplazamiento en X e Y considerando el efecto de la orientación del edificio en su rendimiento con el NLDA. ....	181
Tabla 7-6	Comparación del mayor desplazamiento en X e Y con el desplazamiento de las componentes sin rotar obtenido con el NLDA. ....	181
Tabla A-1	Valores $T_1$ , $W$ , $PF_1$ y $\alpha_1$ del edificio SMF 3. ....	199

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Introducción

En las últimas décadas se han producido grandes avances en la ingeniería sísmica; sin embargo, en las grandes catástrofes que se han presentado en años recientes en Haití y Chile en 2010; Christchurch, Nueva Zelanda y Fukushima, Japón en 2011; Nepal 2015 e Italia 2016 ha quedado en evidencia la necesidad de seguir investigando para mejorar la comprensión del fenómeno sísmico y su relación con el comportamiento de las edificaciones.

Se han planteado mejoras en los sistemas estructurales tradicionales, de tal manera que estos puedan controlar adecuadamente los daños estructurales en las edificaciones a través de limitar la respuesta sísmica (desplazamientos, aceleraciones, cortantes) de la estructura (Wada et al. 2004). Para esto han sido aplicadas soluciones innovadoras, como dispositivos de control de vibraciones o de disipación con muy buenos resultados (Vargas y Bruneau 2009; Teran-Gilmore y Ruiz-Garcia 2011; Tena-Colunga y Nangullasmú-Hernández 2015). Si bien la idea del uso de sistemas de control en edificios viene desde los años 1970, no fue hasta después de los sismos de Northridge, California 1994 y Kobe, Japón 1995, que tomaron una gran relevancia para la ingeniería sísmica. Muestra de esto es que en Japón, desde 1999, se estableció que los edificios altos de más de 60 m se diseñaran utilizando algún sistema de control del daño (Wada et al. 2004).

En lo que respecta al control del daño en edificios de acero, reglamentos como el ANSI/AISC 341-10 (2010) establecen que su diseño sismorresistente debe hacerse con base en dos grupos de sistemas estructurales: 1) pórticos a momento (Moment Frames, MF) y 2) pórticos arriostrados (Braced Frames, BF). Los MF tienen una gran capacidad de disipación de energía, dada por la fluencia por flexión de sus elementos, lo que conlleva que se sufran grandes desplazamientos laterales y posibles daños durante un sismo fuerte. Esto se observó con claridad en la evaluación de daño de las estructuras metálicas después del sismo de Northridge 1994, donde algunos MF no cumplieron con un comportamiento satisfactorio (SAC 1995; Mahin 1998). Entonces, para tener un mejor control del daño, los reglamentos redefinieron el diseño sismorresistente de los MF, estableciendo tres tipos estructurales: ordinarios (OMF), intermedios (IMF) y especiales (SMF). Los SMF deben usarse en zonas de alta peligrosidad sísmica, por tener las características necesarias para garantizar un comportamiento adecuado (ANSI/AISC 341-10 2010). Los BF controlan adecuadamente los desplazamientos laterales, pero su disipación de energía está determinada por la capacidad de sus riostras. Las riostras pueden ser colocados en el pórtico concéntricamente (Special Concentrically Braced Frames, SCBF) o excéntricamente (Eccentrically Braced Frames, EBF). Su principal característica es que, sus riostras tienden a fallar, primero, por pandeo lateral antes que por carga axial, siendo elementos muy vulnerables y que disipan poca energía (Ikeda y Mahin 1986; Remennikov y Walpole 1997a; 1997b; Dicleli

y Calik 2008). En las últimas décadas ha tenido una gran aceptación la propuesta de los pórticos con riostras de pandeo restringido (Buckling Restrained Braced Frames, BRBF), los cuales han mostrados ser más eficientes que los convencionales, ya que logran la capacidad axial completa de las riostras en tracción y en compresión (Watanabe et al. 1988; Uang y Nakashima 2004; Teran-Gilmore y Ruiz-Garcia 2011; Shin et al. 2015).

Los estudios de riesgo sísmico siempre han tenido, como limitante, el manejo de las grandes cantidades de información. Con el avance tecnológico computacional se han desarrollado herramientas que facilitan el procesamiento y manejo de grandes cantidades de datos, haciendo que los estudios de riesgos sísmico sean más rápidos y sencillos de realizar (Quiroga y Reinoso 2004). Además, esto permite que los estudios sísmicos se puedan abordar desde un enfoque probabilista, en el cual se incorporen, además de los aspectos básicos de la ingeniería sísmica, las incertidumbres que tienen las variables en la acción sísmica y en las propiedades de los edificios. Para ello, se ha propuesto la utilización del método del espectro de capacidad (Capacity Spectrum Method, CSM) para el análisis no lineal estático (Non Linear Static Analysis, NLSA) (ATC-40 1996; Freeman 1998; Fajfar 2000) y del análisis dinámico incremental (Incremental Dynamic Analysis, IDA) (Vamvatsikos y Cornell 2002) para el análisis no lineal dinámico (Non Linear Dynamic Analysis, NLDA) desde una perspectiva probabilística (McGuire 2004). Ambos métodos, se han implementado en estudios recientes, por medio del método de Monte Carlo (Fragiadakis y Vamvatsikos 2010; Vargas et al. 2013; Kazantzi et al. 2014), lo que ha permitido obtener una visión global del rendimiento esperado de las estructuras y proporcionar resultados controlando la fiabilidad.

## 1.2 Antecedentes y motivación

La constante y elevada actividad sísmica hace que algunos lugares del mundo tengan una alta probabilidad de sufrir pérdidas humanas y económicas por causa de eventos sísmicos. Por lo tanto, es labor de la ingeniería sísmica y de áreas afines plantear soluciones para prevenir futuras catástrofes. Para ello es vital tener claro el concepto de riesgo sísmico el cual, de acuerdo a Bertero y Bozorgnia (2004) y al Earthquake Engineering Research Institute (EERI), es *“la probabilidad de que consecuencias sociales o económicas debidas a sismos igualen o excedan valores específicos en un sitio, en varios sitios o en un área durante un tiempo de exposición determinado”*. Este concepto, aplicado a un edificio se puede definir como *“la probabilidad de que se iguale o exceda en dicho edificio algún nivel de daño debido a sismos durante un tiempo de exposición determinado”* (Aguilar 2011). El riesgo sísmico de un edificio se obtienen mediante la convolución de la peligrosidad sísmica en la zona con la vulnerabilidad del edificio (Baker 2008). De acuerdo a McGuire (2004) la peligrosidad sísmica, se define como *“la propiedad que tiene un sismo de causar daños y pérdidas en una zona”*, y puede expresarse como la frecuencia (número de eventos sísmicos



por unidad de tiempo) con la que una amplitud del movimiento del suelo (aceleración, velocidad, intensidad, etc.) es mayor que un valor especificado. La vulnerabilidad sísmica está relacionada con el grado de daño esperado en una estructura, inducido por un movimiento sísmico. El daño puede expresarse como daño físico, deformación, distorsión de entrepiso, entre otras formas. (Caicedo et al. 1994; Dowrick 2003; Barbat et al. 2010). Dado que la peligrosidad sísmica es propia de cada sitio, se pueden plantear soluciones para la reducción del riesgo sísmico con base en la reducción de la vulnerabilidad de los edificios. Esto es posible hacerlo usando sistemas innovadores de control de daño en los edificios, para así reducir su vulnerabilidad; además, análisis más completos del comportamiento sísmico de los edificios, en los cuales se consideren las incertidumbres en las variables involucradas (edificios y acciones sísmicas), permiten cuantificar mejor la vulnerabilidad, de manera que los resultados obtenidos sean más realistas y representativos del rendimiento sísmico esperado. La reducción de la vulnerabilidad de los edificios y su mejor cuantificación son objeto de estudio en esta tesis, en búsqueda de aportar nuevas metodologías para la evaluación y reducción del riesgo sísmico. Para llevar a cabo lo antes mencionado, se ha seleccionado una zona de estudio, para definir la peligrosidad sísmica y una tipología estructural, para definir la vulnerabilidad. Estos dos aspectos se presentan a continuación:

- Se ha seleccionado, como sitio de estudio, la Ciudad de México, que es una zona caracterizada por una alta peligrosidad sísmica debido principalmente a las siguientes condiciones: 1) se encuentra ubicada en la República de México, la cual cuenta con una importante presencia de placas tectónicas y fallas geológicas activas, donde su costa pacífica forma parte del denominado “anillo de fuego del Pacífico”, que contiene las zonas sísmicas más activas del planeta. De acuerdo con un estudio de la sismicidad del siglo XX en México, Kostoglodov y Pacheco (1999) determinaron que, en promedio, tienen lugar 5 sismos de magnitud momento,  $M_w \geq 6.5$  cada cuatro años. Cada año se registran más de cien terremotos con  $M_w \geq 4.5$ . En lo que va de este siglo se han presentado 22 sismos de  $M_w \geq 6.5$ , de los cuales 7 fueron de  $M_w \geq 7$  (SSN 2016). 2) Las características de su tipo de suelo blando, que tiene como consecuencia la amplificación de las ondas sísmicas; esto quedó claro durante los sismos de 1957 ( $M_w=7.7$ ) y, sobre todo, durante el sismo de 1985 ( $M_w=8.1$ ) y, desde entonces, ha sido objeto de estudio (Singh et al. 1988; Chávez-García y Bard 1994).
- Como tipología estructural se evaluarán edificios de acero con sistemas estructurales SMF, SCBF y BRBF. Los edificios de acero, después del sismo de 1985 en la Ciudad de México, debido al buen rendimiento mostrado, aumentaron su uso en la construcción del país; para el año 2012 el uso de esta tipología es de aproximadamente el 12% en el sector de la construcción (Soto-Rodríguez 2012). Se estima que en los próximos años este porcentaje se incrementará por dos motivos: a) México tienen una industria sólida productora de este material, siendo el 13<sup>er</sup> productor de acero del mundo,



con una producción anual de 18.2 millones de toneladas, que representa el 1.9% del Producto Interno Bruto (PIB) (CANACERO 2016); b) por las tendencias en la arquitectura contemporánea mundial, a las cuales se puede hacer frente por la versatilidad constructiva del acero. Muestra de esto son los nuevos retos de ingeniería que se están emprendiendo con estructuras metálicas en la Ciudad de México: Torre Reforma, la Torre Ejecutiva BBVA-Bancomer, la Torre Manacar, Punta Chapultepec y Torre Pedregal 24.

- Por consiguiente, la motivación de esta tesis es la gran relevancia que puede tener un estudio del rendimiento sísmico, con un enfoque probabilista, para edificios de acero en la Ciudad de México; un sitio con alta peligrosidad sísmica y con un creciente uso de edificaciones de este tipo en los próximos años. De este modo, los resultados de esta tesis pueden ser de gran interés para la industria de la construcción de estructuras metálicas en ese país, ya que permitirán mejorar el comportamiento esperado de estas tipologías ante sismos futuros.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivo general**

El objetivo general de estas tesis es: evaluar del rendimiento y daño sísmicos, con un enfoque probabilista, en edificios de acero de baja, mediana y gran altura, con 3 tipos de sistemas estructurales (1 - Pórticos especiales a momento SMF. 2 - Pórticos arriostrados concéntricamente SCBF. 3 - Pórticos con riostras de pandeo restringido BRBF). Considerando como ámbito de aplicación la Ciudad de México.

Para lograr este objetivo se abordarán los siguientes temas:

- Las acciones sísmicas a usar se definirán en 4 etapas: a) se usarán los espectros de diseño previstos para la ciudad de México; b) se seleccionarán las acciones sísmicas de forma que sean compatibles con los espectros de diseño, considerando las 6 zonas correspondientes a las distintas características de los suelos de la ciudad; c) se dará un enfoque probabilista a las acciones sísmicas que serán utilizadas en la evaluación del rendimiento de los edificios.
- La evaluación de la vulnerabilidad y del daño en los edificios se realizará por medio de análisis estático y dinámico no lineal. En ambos casos se utilizará un enfoque probabilista usando el método de Monte Carlo y la técnica de muestreo del hipercubo latino (Latin Hypercube Sampling, LHS). En este enfoque probabilista se considerará la incertidumbre en las propiedades mecánicas de los elementos estructurales.
- Para las acciones sísmicas definidas, se analizará el rendimiento esperado de los edificios para cada una de las 6 zona de la ciudad y para cada tipología.

Para complementar la evaluación del rendimiento sísmico de los edificios de acero, se desarrollan también varios aspectos novedosos relacionados con la evaluación sísmica de las estructuras. En este sentido, se aplica un modelo paramétrico de capacidad del edificio y se proponen dos índices de daño basados en la curva de capacidad. Además, se estudiará el efecto de direccionalidad de la acción sísmica desde dos perspectivas: i) influencia de la direccionalidad en los parámetros máximos del movimiento del suelo (normalmente la media geométrica de los PGA de las dos componentes registradas), para los acelerogramas registrados en la Ciudad de México y ii) el rendimiento de edificios 3D, en función de su orientación con respecto a acciones sísmicas específicas, definidas mediante dos acelerogramas correspondientes a las dos horizontales ortogonales, tal como fueron registradas.

### 1.3.2 Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general se proponen objetivos específicos, que se relacionan con las dos temáticas centrales de la tesis: i) las acciones sísmicas registradas en la ciudad de México y ii) la vulnerabilidad y riesgo sísmico de los edificios. Los principales objetivos específicos se describen a continuación.

#### *Las acciones sísmicas*

- Realizar un estudio estadístico de las principales características de una extensa base de datos de acelerogramas (registros de aceleraciones de las 3 componentes (normalmente Norte-Sur (North-South, N-S), Este-Oeste (East-West, E-W) y Vertical) de la Ciudad de México.
- Seleccionar, por sus características, los acelerogramas que representen mejor las acciones sísmicas de diseño previstas para la ciudad de México.
- Tras una corrección estándar de la línea base, obtener la respuesta espectral de las dos componentes horizontales de los acelerogramas seleccionados.
- Hacer una preselección de los acelerogramas con mayor compatibilidad con los espectros de diseño de la Ciudad de México e implementar una técnica de ajuste espectral, con un enfoque probabilista, para obtener el conjunto de acelerogramas a utilizar para los análisis estáticos y dinámicos.
- Estudiar el efecto de direccionalidad en la Ciudad de México. Es decir, analizar la variación en los valores máximos del movimiento del suelo y de la respuesta espectral, normalmente usados en las leyes predictivas del movimiento del suelo (media geométrica principalmente) de la orientación de los sensores.
- Comparar los espectros de respuesta de los acelerogramas reales, con los espectros de diseño en cada una de las seis zonas de la ciudad.

### *Los edificios*

- Describir y generar modelos estructurales deterministas de los edificios (SMF, SCBF y BRBF) de baja (3 pisos), mediana (7 pisos) y gran altura (13 pisos).
- Analizar los modelos de histéresis a utilizar en los elementos estructurales (vigas, columnas, riostras ordinarias y riostras de pandeo restringido).
- Definir funciones de distribución de probabilidad para las variables aleatorias seleccionadas de forma que representen bien su variabilidad estadística.
- Aplicar el método de simulación de Monte Carlo y usar la técnica del LHS para realizar el muestreo aleatorio de las propiedades mecánicas (resistencia y ductilidad) de los elementos estructurales de los edificios.
- Generar los modelos estructurales probabilistas de los 9 arquetipos de edificios.
- Evaluar el rendimiento sísmico esperado para la zona de estudio de los 9 edificios arquetipo con base en: i) análisis estático no lineal (NLSA) y ii) análisis dinámico no lineal (NLDA) incremental (IDA).
- Comparar y analizar los resultados obtenidos mediante los métodos estático y dinámico.
- Aplicar, a los edificios de acero, diversos métodos novedosos relacionados con la evaluación sísmica: 1) un modelo paramétrico de capacidad y 2) dos nuevos índices de daño obtenidos de la curva de capacidad y que muestran tener una buena compatibilidad con el conocido índice de daño de Park y Ang (1985).
- Desarrollar una aplicación computacional para la estimación rápida del riesgo sísmico probabilista basada en las metodologías estudiadas en esta tesis.
- Abordar el efecto de direccionalidad en el rendimiento sísmico en los edificios mediante una técnica simplificada y con el análisis dinámico no lineal.

## **1.4 Metodología**

La metodología a seguir en esta tesis se estructura en 6 partes: i) definición de las acciones sísmicas; ii) definición de los edificios; iii) el análisis estructural no lineal; iv) el enfoque probabilista; v) metodologías novedosas para la evaluación sísmica y vi) direccionalidad. A continuación, se desarrollan los principales aspectos metodológicos de cada una de estas seis partes.

### **1.4.1 Las acciones sísmicas**

La forma más usada para definir la acción sísmica para la evaluación del rendimiento sísmico de edificios, mediante análisis no lineal estático y dinámico, es mediante acelerogramas (y sus respectivos espectros). Existe cierto consenso sobre la ventaja del uso de acelerogramas naturales, ya que éstos reflejan mejor las

acciones sísmicas esperadas en el sitio de estudio, ya que preservan las características de la fuente sísmica, del trayecto hasta el sitio en que fue registrado y, especialmente, las condiciones locales del terreno. En esta tesis las acciones sísmicas se definirán mediante acelerogramas naturales. Para esto se cuenta con una extensa base de datos de registros de aceleración (generalmente componentes Norte-Sur, Este-Oeste, Vertical) de la Ciudad de México. Dicha base de datos, está conformada por dos partes: 1) 4431 registros (3 componentes) de 180 estaciones de la Ciudad de México, correspondientes a sismos ocurridos entre los años 1960 y 1999 (BMDSF 2000) y 2) 1587 registros (3 componentes) de 78 estaciones de las 180 estaciones de la ciudad de México, registrados entre los años 2001 y 2014 (RACM 2014). Se realizará un estudio estadístico de las principales características de los sismos y acelerogramas de la base de datos (distancia epicentral, profundidad, azimut, magnitud, aceleración máxima del suelo PGA), con la cual se seleccionarán los que representan mejor las acciones sísmicas de diseño previstas para la Ciudad de México. Estos registros serán sometidos a un tratamiento estándar (corrección de línea base y filtrado de bajas frecuencias) para garantizar que tienen una respuesta espectral en aceleración, velocidad y desplazamiento homogénea y adecuada; asimismo se estudiará cuidadosamente la duración significativa o fase fuerte, con el propósito de garantizar que el truncamiento y tratamiento sistemático de los registros seleccionados, permitan reducir el tiempo de computación, sin merma en la calidad de los espectros de respuesta obtenidos. Posteriormente se calculará la respuesta espectral de los sismos seleccionados mediante el cálculo numérico de la integral de Duhamel (Clough y Penzien J 1994; Chopra 1995). A continuación, con la técnica propuesta por Vargas et al. (2013) serán elegidos los acelerogramas que tengan una mejor compatibilidad con los espectros de diseño de la normativa vigente de la Ciudad de México (NTC-DF 2004). Estos registros serán utilizados, bajo un enfoque probabilista, como acelerogramas semilla en una técnica de ajuste espectral con el espectro objetivo (los espectros de diseño de la Ciudad de México). Como resultado, para cada uno de los 6 espectros de repuesta, se obtendrá un conjunto de acelerogramas que caracteriza, de forma adecuada, y con una dispersión predefinida, las acciones de diseño de la zona de estudio. Este es el conjunto de acelerogramas que serán utilizados en los análisis no lineales.

### **1.4.2 Los edificios**

Existe una gran variedad de tipologías estructurales para los edificios de acero, pero cuando nos referimos a edificios en zonas de alta peligrosidad sísmicas, los sistemas estructurales más recomendados son (ANSI/AISC 341-10 2010): pórticos especiales a momento (SMF); pórticos arriostrados concéntricamente (SCBF); y pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF). En esta tesis será evaluado el rendimiento sísmico de estos tres sistemas estructurales usando modelos 2-D de edificios de baja (3 pisos), mediana (7 pisos) y gran altura (13 pisos). Las vigas y columnas tendrán secciones I (Sección americana tipo W), las

riostras serán de sección tubular cuadrada (Sección americana HSS), y las riostras de pandeo restringido serán de sección tubular cuadrada, con núcleo central de acero y relleno de mortero.

### 1.4.3 Análisis no lineal

Para realizar el análisis no lineal de las estructuras se determinará el comportamiento inelástico que tendrán los diferentes elementos estructurales. Se utilizarán reglas de histéresis que establezcan la relación fuerza – deformación para cada elemento. Para los elementos estructurales de los edificios se utilizarán las siguientes reglas de histéresis:

- Vigas y columnas: modelo Ibarra-Medina-Krawinkle (IMK) (Ibarra et al. 2005; Lignos y Krawinkler 2011; 2013).
- Riostras ordinarias: modelo de Remennikov (Remennikov y Walpole 1997a; Diceli y Calik 2008).
- Riostras de pandeo restringido: modelo Al-Bermani (Watanabe et al. 1988; Zhu et al. 1995; Palmer et al. 2014; Skalomenos et al. 2014).

La evaluación del rendimiento de todos los edificios se realizará por medio de análisis estático y dinámicos no lineal, mediante el programa Ruaumoko 2D (Carr 2002) y con rutinas desarrolladas en MATLAB (2015). En la evaluación mediante NLSA, se obtendrán las curvas de capacidad (desplazamiento en el techo,  $\delta$  – cortante en la base,  $V$ ) con el método del Pushover Adaptativo (PA) (Satyarno 2000). Mediante la metodología del ATC-40 (1996) se convertirá la curva PA en espectro de capacidad y, con base en la propuesta de RISK UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003), se calcularán curvas de fragilidad y el grado o estado de daño medio (IDM). El rendimiento de los edificios, es decir el punto de capacidad por demanda (performance point) se obtendrá por el método de balance de energía, (EBC) (Mezzi et al. 2006; Leelataviwat et al. 2009), donde la amenaza sísmica está definida por los espectros de respuesta de los acelerogramas que representen las acciones típicas de la zona de estudio, aplicados de forma incremental en PGA. De esta manera, serán generadas relaciones PGA- $\delta$ . La evaluación mediante NLDA se realizará usando análisis dinámico incremental (IDA) (Vamvatsikos y Cornell 2002), utilizando el mismo conjunto de acelerogramas que en los analisis estaticos. Se obtendrán relaciones entre PGA, desplazamiento en el techo  $\delta$  y el indice de daño de Park y Ang (IPA) (Park et al. 1985; Park y Ang 1985). Definiendo niveles de daño en el IPA correspondientes a los umbrales de los estados de daño, se generan curvas de fragilidad y el grado o estado de daño medio. Adicionalmente se desarrollará un aspecto novedoso probabilista, tanto para el enfoque estático como el dinámico, se trata del desarrollo de una evaluación probabilista del colapso, entendida como la estimación de la tasa anual de excedencia del estado de daño de colapso de una estructura, este método cruza la curva de fragilidad de colapso (CFC) (Ibarra et al. 2002), generada con base en los puntos de PGA que producen el colapso en los resultados de los análisis probabilistas con la curva que

define la peligrosidad sísmica del lugar de estudio. Esta metodología ha sido propuesta en años recientes en el FEMA P-58-1 (2012) y FEMA-P-1050 (2015). Los análisis estáticos y dinámicos permitirán determinar el rendimiento esperado en la Ciudad de México, para todas las tipologías estudiadas, y analizar las diferencias halladas, así como las ventajas y desventajas de cada tipología.

#### **1.4.4 Enfoque probabilista**

Estudios recientes (Fragiadakis y Vamvatsikos 2010; Vargas et al. 2013; Kazantzi et al. 2014; Vamvatsikos 2014) han mostrado que las incertidumbres existentes en las características de los edificios y en las acciones sísmicas son un factor determinante en la estimación del daño esperado. En este aspecto la acción sísmica es la que tiene un mayor impacto (Vargas et al. 2013), lo cual se puede atribuir a la no linealidad de la respuesta espectral y a la inestabilidad estructural de edificios severamente dañados, en el sentido que variaciones relativamente pequeñas en la acción sísmica pueden producir grandes variaciones en la respuesta. Por esta razón, se realizarán NLSA y NLDA desde un enfoque probabilista, abordando la incertidumbre en las acciones sísmicas y en las propiedades mecánicas de los elementos estructurales de los edificios. A continuación, se describe cómo serán considerados los diferentes aspectos de la evaluación sísmica probabilista de los edificios.

##### ***Acciones sísmicas***

La definición de las acciones sísmicas se basará en un análisis estadístico de registros sísmicos reales de la zona de estudio y en un método de ajuste espectral con enfoque probabilista. Como resultado se generará un conjunto de acelerogramas de forma que su valor medio represente bien el espectro de diseño de la zona, establecido en el código sísmico NTC-DF (2004) y su dispersión coincida con una función de error predefinida. De esta forma, las acciones sísmicas estarán definidas, para el método estático por medio de los espectros de respuesta y para el método dinámico por los acelerogramas.

##### ***Edificios***

En las leyes del comportamiento de los diferentes elementos estructurales se considerarán como variables aleatorias las principales características que determinan su comportamiento estructural lineal y no lineal. En las vigas y columnas se consideran incertidumbres en la resistencia a flexión y ductilidad, mientras que en las riostras ordinarias y de pandeo restringido se considerará la incertidumbre en su resistencia a tracción y a compresión.

Para considerar la incertidumbre en estas variables se utilizará el método de simulación de Monte Carlo” (Sóbol 1976; Rubinstein 1981; Hurtado y Barbat 1998) y se efectuará el muestreo usando la técnica del LHS (McKay et al. 1979; Iman y Conover 1982). Estas técnicas se utilizarán para establecer la distribución de probabilidad de cada variable y la correlación que existe entre ellas. El método Monte Carlo-

LHS ha sido utilizado con éxito en la evaluación probabilista de edificios de acero y mampostería (Kazantzi et al. 2008; Vamvatsikos 2014; Hidalgo-Leiva 2017).

#### *Análisis estático y dinámico no lineal*

Estos análisis se abordarán desde dos perspectivas: determinista y probabilista. Para el enfoque probabilista se generarán modelos que contengan las variables aleatorias generadas y se someterán al conjunto de acciones sísmicas generadas, asignando de forma aleatoria un acelerograma para cada modelo. Para el enfoque determinista se utilizarán los valores medios de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales y se utilizará el acelerograma promedio del conjunto de acelerogramas generados.

#### *Análisis de los resultados*

De las respuestas obtenidas de los NLSA y NLDA, con el enfoque probabilistas se calcularán valores de 3 percentiles (5, 50 y 95), para obtener un panorama completo del rendimiento sísmico esperado para los diferentes arquetipos y contrastarlo con el enfoque determinista. Los análisis estáticos y dinámicos probabilistas se compararán mediante las relaciones  $\text{PGA}-\delta$  y el índice de daño medio; además, se compararán sus respectivas probabilidades de excedencia del estado de colapso. Se espera que con los resultados obtenidos con ambas metodologías se obtenga un panorama del rendimiento de los edificios para la zona de estudio, con un enfoque probabilista.

### **1.4.5 Metodologías novedosas para la evaluación sísmicas**

Como parte de esta tesis se presentan también 3 metodologías novedosas para la evaluación del rendimiento sísmico aplicadas a edificios de acero y, como resultado, se espera conjuntarlas para generar una aplicación computacional para la estimación rápida del riesgo sísmico probabilista en edificios.

#### *Modelo paramétrico de capacidad*

En este modelo se separan las partes lineal y no lineal de la curva de capacidad. La parte lineal se define por la pendiente inicial de la curva definida por la rigidez inicial ( $m$ ) y, la parte no lineal normalizada, se parametriza por la integral de una función lognormal acumulativa, definida por los parámetros ( $\mu, \sigma$ ). El punto de capacidad última ( $\delta_u, V_u$ ) proporciona los dos últimos parámetros. De esta manera, la curva de capacidad queda definida completamente por 5 parámetros (Pujades et al. 2015). Este modelo, que es válido también para espectros de capacidad, se aplica a cada uno de los edificios analizados.

#### *Índices de daño*

Si bien el IPA ha mostrado dar resultados muy adecuados para la evaluación del daño esperado, su obtención puede ser compleja y conlleva un costo computacional elevado para realizar múltiples NLDA requeridos por el IDA. Una alternativa es el desarrollo de índices de daño que proporcionen resultados

fiables, pero que puedan ser obtenidos de manera más sencilla y rápida a partir de la curva de capacidad. En esta tesis se plantea la implementación en edificios de acero de dos índices de daño: i) índice de daño de capacidad (Capacity Damage Index, CDI); y ii) índice de daño de energía (Energy Damage Index, EDI). Ambos índices serán probados en los edificios acero de tipo SMF.

#### **i) Índice de daño de capacidad**

Pujades et al. (2015) propusieron un índice de daño para estructuras de hormigón armado que puede ser obtenido fácilmente de la curva de capacidad de un NLSA. Este índice de daño se obtiene combinando la degradación de rigidez y la disipación de energía en la estructura, y ha mostrado tener una muy buena compatibilidad con el IPA cuando este último, se calcula promediando ( $IPA_P$ ) el daño en los elementos.

#### **ii) Índice de daño de energía**

Partiendo de la idea de que de la curva de capacidad se puede obtener un indicador de daño, se desarrolla en esta tesis un índice de daño basado en el equilibrio de la energía de la acción sísmica y la curva de capacidad del edificio (Leelataviwat et al. 2009). El nuevo índice de daño combina la energía de deformación, relacionada con la ductilidad, con la energía de los ciclos de histéresis del edificio (Chopra 1995; Chopra y Goel 1999), estimadas ambas en los puntos de rendimiento (performance points) de la curva de capacidad para una acción sísmica incremental. Se busca que este índice sea compatible con el IPA cuando este último se considera como un promedio ponderado por la relación de la energía disipada por los elementos dañados con la energía total disipada en toda la estructura ( $IPA_E$ ).

### ***Riesgo sísmico probabilista***

Metodologías novedosas conducen al desarrollo de herramientas computacionales que ayuden a que éstas se incorporen con éxito en la investigación de la ingeniería sísmica; por lo cual, en esta tesis se desarrollará una aplicación computacional en MATLAB GUIDE que utiliza las metodologías aquí presentadas y que sirve para una estimación rápida del riesgo sísmico probabilista.

#### **1.4.6 Direccionalidad**

Será evaluado el efecto de la direccionalidad bajo dos enfoques: 1) en la cuantificación de la intensidad sísmica y 2) en el rendimiento esperado en los edificios. El primer enfoque se estudiará para los acelerogramas registrados en la Ciudad de México, de manera que se obtengan medidas de los parámetros de respuesta máxima del suelo (composición vectorial - vector composition, VC - y media geométrica - geometric mean, GM- de las componentes horizontales de los sismos) que no dependan de la orientación del sensor en el que fue registrado el sismo. Estas medidas son comparadas con los espectros de diseño establecidos en el código NTC-DF (2004) para los diferentes tipos de suelos. El segundo enfoque es



abordado mediante una técnica simplificada basada en el NLSA y el balance de energía EBC y mediante el análisis dinámico no lineal NLSA. Se presenta, como caso de estudio, un edificio de acero 3-D de 4 pisos con sistema estructural de pórticos especiales (SMF).

### **1.5 Alcance del estudio**

Los principales aspectos analizados en esta tesis son: i) estudio de una extensa base de acelerogramas registrados en la Ciudad de México; ii) análisis del impacto de las incertidumbres, de las propiedades mecánicas y de las acciones sísmicas, en la respuesta estructural de los edificios estudiados; iii) evaluar el rendimiento sísmico de los edificios de acero típicos de la ciudad de México; iv) analizar uno de los sistemas de disipación de energía pasiva más usados en la actualidad en el mundo (riostras de pandeo restringido, BRB) y determinar su influencia en la reducción de la vulnerabilidad y daño esperado en estructuras metálicas en la Ciudad de México; v) aplicar nuevas técnicas, relacionadas con la evaluación sísmica, a edificios de acero y desarrollar un programa que las incorpore y vi) evaluar los efectos de direccionalidad en la definición de valores máximos de la respuesta esperada y en el daño esperado en un edificio específico. En resumen, las técnicas y métodos, desarrollados, implementados y/o simplemente aplicados en esta tesis, serán herramientas poderosas que proporcionen una buena confiabilidad en la evaluación sísmica probabilista de la vulnerabilidad y del daño esperado en los edificios de acero ante acciones sísmicas. Además, pueden ser de gran utilidad en estudios futuros de riesgo sísmico, particularmente en zonas urbanas.

Por último, aunque cada tema aquí abordado es estudiado ampliamente, no obstante, los resultados obtenidos abren posibilidades de nuevos temas de investigación que ayudarán a dar continuidad y a fortalecer el trabajo realizado en esta tesis. Algunos ejemplos se citan a continuación. Aplicar las metodologías desarrolladas a otras tipologías de edificios, como podrían ser edificios mixtos; profundizar en el estudio 3D de edificios asimétricos, considerando los efectos de torsión; estudiar otras zonas de México con alta peligrosidad sísmica como la costa del Pacífico; también resultaría de interés, extender las metodologías de evaluación probabilista, aquí desarrolladas, a la estimación de pérdidas humanas, costos, tiempo de recuperación, etc., de forma que sean herramientas más robustas y de utilidad en el cálculo de escenarios de riesgo sísmico, de forma particular en grandes ciudades.

### **1.6 Estructura de la memoria**

En este primer capítulo se han presentado los antecedentes y motivaciones de esta tesis. Además, se han planteado los objetivos del estudio y la metodología a seguir para alcanzarlos, así como el alcance de este estudio.

En el segundo capítulo se analiza una extensa base de datos de aceleración registrada en la ciudad de México. Este capítulo resulta vital ya que permite caracterizar las acciones sísmicas compatibles con los espectros de diseño de la Ciudad de México y, de esta forma, posibilita la generación de las acciones sísmicas desde un enfoque probabilista que representan de forma adecuada las acciones de diseño, es decir, las acciones que serán las utilizadas para la evaluación de la vulnerabilidad y del daño sísmico esperado en los diferentes edificios de acero.

El tercer capítulo describe las características geométricas, elementos estructurales y cargas gravitacionales de los diferentes edificios de acero que se evaluarán. Se presenta su modelado numérico en el programa Ruaumoko 2D, así como las reglas de histéresis de cada elemento estructural. Además, se desarrolla el enfoque probabilista que se dará a los edificios mediante el método Monte Carlo – LHS.

El cuarto capítulo aborda el NLSA de los diferentes edificios, desde las perspectivas determinista y probabilista. Presentando, de cada edificio, sus curvas y espectros de capacidad, relaciones PGA- $\delta$ , curvas de fragilidad y el grado o estado de daño medio; además se calcula la tasa anual de excedencia del estado de daño de colapso en los arquetipos desde el enfoque estático.

El quinto capítulo aborda el NLDA de los diferentes edificios, también desde las perspectivas determinista y probabilista, presentando un análisis de las incertidumbres de entrada y salida. Para cada arquetipo de edificio se desarrollan sus relaciones PGA- $\delta$ , PGA-IPA<sub>E</sub> y PGA-IPA<sub>P</sub> obtenidas del IDA. Además se expone el rendimiento sísmico esperado de los arquetipos para las acciones de diseño de la Ciudad de México. También, se muestran curvas de fragilidad y curvas del grado o estado de daño medio basadas en niveles de daño del IPA correspondientes a los umbrales de los estados de daño. Además, se calcula la tasa anual de excedencia del estado de daño de colapso en los arquetipos desde el enfoque dinámico. Finalmente, en la última sección de este capítulo se comparan los resultados obtenidos mediante el análisis estático (NLSA) y dinámico (NLDA).

En el capítulo seis se presenta la aplicación de técnicas novedosas, basadas en el NLSA, para la evaluación sísmica de edificios de acero. Concretamente se aplica un modelo paramétrico de capacidad y dos índices de daño. También se describe la aplicación computacional PSRv1.0 (Probabilistic Seismic Risk) desarrollada en esta tesis.

En el capítulo siete, se estudia el efecto de la direccionalidad (Boore et al. 2006) de las componentes horizontales, sobre las respuestas máximas obtenidas a partir de la combinación de las respuestas máximas de cada componente (generalmente la media geométrica) para acelerogramas registrados en la ciudad de México. También se estudia el efecto de la orientación del edificio sobre el daño esperado, para un edificio y un acelerograma (2 componentes) específicos.

Finalmente, el capítulo ocho es de síntesis y en él se exponen los principales resultados y conclusiones de la tesis. También se plantean distintos aspectos y futuras líneas de investigación, que dan continuidad a los trabajos realizados y a las contribuciones alcanzadas.

## 2. ACCIONES SÍSMICAS

### 2.1 Introducción

Si bien el movimiento del suelo producido por un terremoto, particularmente en campo cercano, es complejo, para prevenir y minorar el riesgo sísmico, es vital el estudio y la correcta definición de la peligrosidad sísmica esperada en las diferentes zonas del planeta. La amenaza o peligrosidad sísmica de una zona se define por las acciones sísmicas esperadas en el suelo (aceleración, velocidad o desplazamiento) y dependerá de cada sitio (Bertero 1992). La peligrosidad sísmica de una zona se suele evaluar utilizando dos enfoques: i) determinista y ii) probabilista. El enfoque determinista se basa en un sismo particular, asumido o realista, y se supone que el sismo ocurre en la posición más cercana al sitio de estudio, entonces la intensidad del movimiento del suelo se calcula de forma determinista, dada una magnitud, distancia al sitio de estudio y las condiciones de suelo del sitio (McGuire 2004). El análisis probabilista se basa en la sismicidad histórica y en las características sismo-tectónicas de la región y se define en términos de tasas anuales de excedencia o, equivalentemente en términos de periodos de retorno (Baker 2008). En estudios de peligrosidad se deben analizar todos los fenómenos que ocurren, desde la generación y emisión de ondas sísmicas en el hipocentro, así como los de propagación y atenuación hasta el sitio de estudio, incluyendo los efectos locales debidos a la topografía y geología del lugar. Como resultado se obtiene, para el sitio de estudio, la tasa anual de excedencia de un cierto nivel del parámetro usado para definir de intensidad de la acción sísmica, generalmente se usa el espectro de respuesta y, en particular, la aceleración pico del suelo (PGA). De esta forma se pueden obtener escenarios de la amenaza potencial de un sitio, por ejemplo, para diferentes periodos de retorno, siendo estos escenarios muy útiles para las evaluaciones del riesgo sísmico en ciudades, regiones o países (Lantada et al. 2010).

Para el caso de la evaluación de edificios específicos, la forma de cuantificar la peligrosidad sísmica, depende del método de análisis estructural. Así, por ejemplo, estudios basados en análisis estático no lineal, que usan, por ejemplo, curvas y espectros de capacidad (CSM), requieren espectros de respuesta elástica en función del período,  $S_a(T)$ . Alternativamente, el estudio mediante análisis dinámico requiere disponer de historias temporales de aceleración o acelerogramas.

En esta tesis la evaluación sísmica se realiza por medio de análisis estático no lineal (NLSA) y balance energético (EBC) y también mediante análisis dinámico no lineal (NLDA) y análisis dinámico incremental (IDA), de forma que las acciones sísmicas se definen con acelerogramas reales y espectros de respuesta representativos de la amenaza prevista en la norma sísmica mexicana para la Ciudad de México. Además, se usan técnicas de ajuste espectral (Spectral Matching) para definir historias temporales de aceleración cuyos espectros de respuesta se ajusten bien a los espectros de diseño establecidos en la normativa sísmica.

De esta forma, se consigue disponer de conjuntos de acelerogramas que, a la vez, representan bien las acciones sísmicas esperadas en el área de estudio y son compatibles con los espectros de diseño.

Este capítulo está organizado de la siguiente forma; después de esta breve introducción, la sección 2.2, revisa las principales características de la peligrosidad sísmica de la Ciudad de México. La sección 2.3 analiza el reglamento sísmico y los espectros de diseño para esta zona. La sección 2.4 presenta un análisis estadístico de las principales características de una extensa base de datos de acelerogramas registrados en estaciones de la Ciudad de México, en el período comprendido entre los años 1960 y 2014 (BMDSF 2000; RACM 2014). Cada registro consta de 3 componentes, normalmente de acuerdo a las tres orientaciones típicas de los sensores: N-S, E-W y vertical. Como resultado de este estudio se seleccionan los registros sísmicos que mejor representan las acciones de diseño para la zona de estudio. En la sección 2.5, los registros seleccionados son sometidos a un tratamiento clásico de corrección de línea base, incluyendo también el filtrado de bajas frecuencias, y a un análisis cuidadoso de su duración significativa o fase fuerte, con el propósito de garantizar que los registros seleccionados, así tratados, permitan reducir el tiempo de computación en la obtención de los espectros de respuesta, sin merma de calidad, disponiendo así de datos de calidad para su uso en las siguientes secciones. En la sección 2.6 se obtienen los espectros de respuesta para cada una de las dos componentes horizontales (normalmente, acelerograma N-S y acelerograma E-W) de los registros seleccionados y se clasifican de acuerdo a la zonificación sísmica de la ciudad. En la sección 2.7 se seleccionan aquellos acelerogramas cuya respuesta espectral se ajusta mejor a los espectros de diseño previstos en la norma NTC-DF (2004) para las diferentes zonas de la Ciudad de México. Para abordar el problema bajo un enfoque probabilista, se procede de la siguiente manera: dado un espectro de diseño, se genera una colección de 20 espectros que cumplen las siguientes propiedades: i) para cada período, las coordenadas espectrales siguen una distribución de probabilidad gaussiana, ii) el espectro medio coincide con el espectro de diseño, iii) la desviación estándar es una función predefinida del período y iv) las coordenadas espectrales para los diferentes períodos están correlacionadas de forma similar a las de los espectros de respuesta reales. Entonces, para cada acelerograma seleccionado, la aplicación de la técnica de ajuste espectral, permite disponer de una colección de acelerogramas, cuyos espectros de respuesta cumplen las condiciones descritas más arriba y caracterizan correctamente, y de forma probabilista, las acciones de diseño previstas para la Ciudad de México en la norma sísmica (NTC-DF 2004). Finalmente, en la sección 2.8 se resumen y discuten los principales aspectos de este capítulo, en relación con los objetivos de la tesis.

Vale la pena decir también que, a lo largo de este capítulo y como ejemplo de aplicación de los métodos abordados, se utilizan las dos componentes horizontales (N-S y E-W) del registro de la estación de la

Secretaría Comunicaciones y Transporte (SCT) de la Ciudad de México del sismo del 19/09/1985 que causó efectos catastróficos. Estas dos componentes son identificadas como MEX85<sub>N-S</sub> SCT y MEX85<sub>E-W</sub> SCT.

## 2.2 Peligrosidad sísmica de la Ciudad de México

### 2.2.1 Características de la sismicidad de México

México se encuentra en una región sísmica importante, debido a la confluencia de placas tectónicas activas que lo cruzan. Se han identificado cinco placas tectónicas (Figura 2-1): Cocos, Pacífico, Norteamericana, Caribe y Rivera. Al occidente, las placas de Cocos y Rivera se desplazan por debajo de la Norteamericana; hacia el norte se presenta un movimiento cortante entre la placa del Pacífico y la Norteamericana, en la conocida falla de San Andrés. Esta franja de sismicidad forma parte de otras que circundan el océano Pacífico en el llamado “*anillo de fuego del Pacífico*”. Como se observa en la Figura 2-1, la mayoría de los sismos se concentran a lo largo de los límites entre las placas tectónicas, principalmente a lo largo de la placa de Cocos en el Pacífico donde, no sólo se producen los sismos con mayor frecuencia, sino también los mayores; estos grandes sismos se pueden observar en la Figura 2-2, donde se muestran, también, las zonas estimadas de ruptura de los sismos más significativos que han ocurrido durante el siglo XX en México.

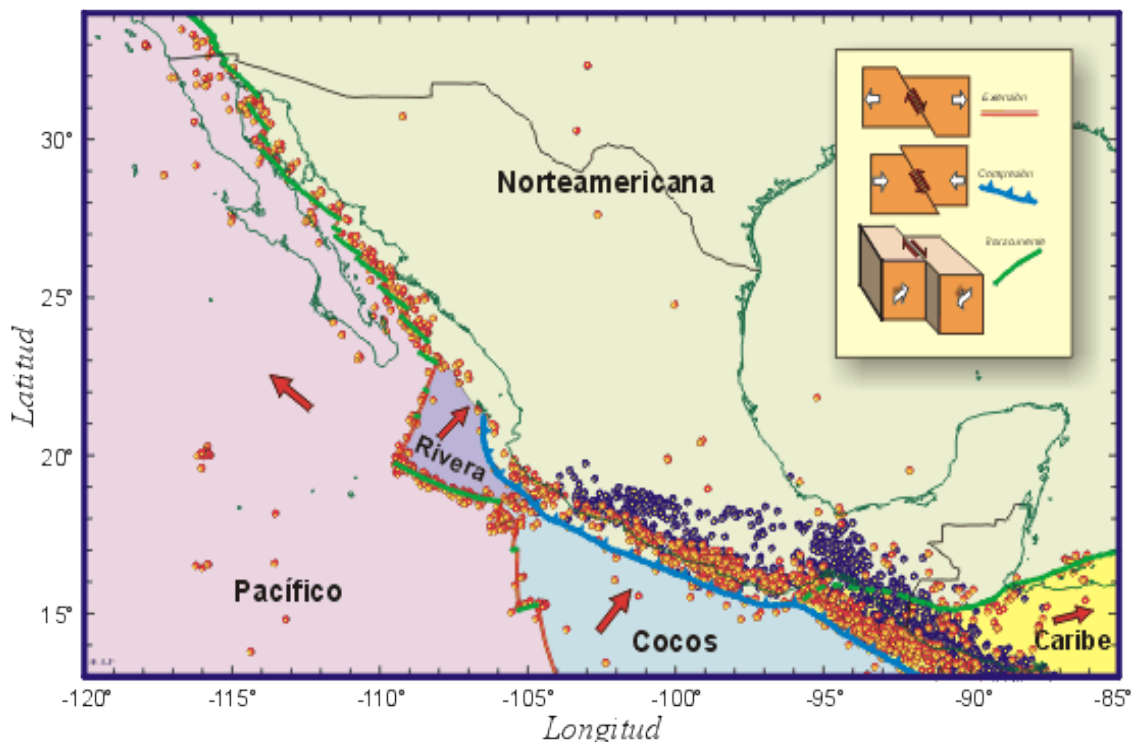


Figura 2-1 Placas tectónicas, sismicidad y tipos de falla en México. Los círculos naranjas representan terremotos de profundidad < 35 Km y los círculos azules representan terremotos de profundidades superiores (Vladimir y Pacheco 1999).



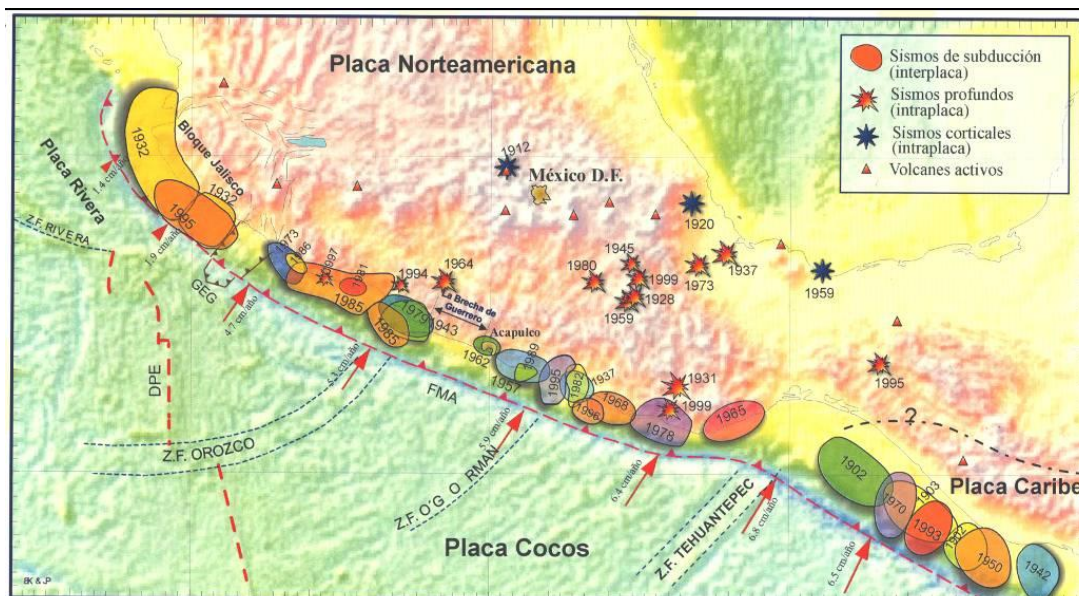


Figura 2-2 Zonas de ruptura de los grandes sismos del siglo XX (Vladimir y Pacheco 1999). También se puede observar la ubicación de la Ciudad de México (México D.F), en el centro del país.

En la Tabla 2-1 se muestran algunos de los sismos más fuertes registrados en la costa del Pacífico, al sur de México. Obsérvese que las magnitudes de estos sismos son muy altas, por encima de 7, por lo que han sido causa de daños importantes en el país.

Tabla 2-1 Sismos fuertes ocurridos en la costa del Pacífico al sur de México.

Fecha	Magnitud momento $M_w$
29 de enero de 1899	8.4
20 de enero de 1900	8.2
14 de abril de 1907	7.7
26 de marzo de 1908	7.6
30 de julio de 1909	7.5
7 de junio de 1911	7.7
3 de junio de 1932	8.4
15 de abril de 1941	7.7
28 de julio de 1957	7.7
19 de mayo de 1962	7.1
28 de agosto de 1973	8.7
19 de septiembre de 1985	8.1
9 de octubre de 1995	8
21 de enero de 2003	7.6
7 de abril de 2011	7
3 de marzo de 2012	7.4
11 de julio de 2012	7.3
18 de abril de 2014	7.2

En la Figura 2-3 se presenta el mapa de sismicidad del año 2016 en México, donde se observa claramente la misma tendencia de una sismicidad alta con 15,460 sismos, varios de los cuales son de magnitudes importantes.

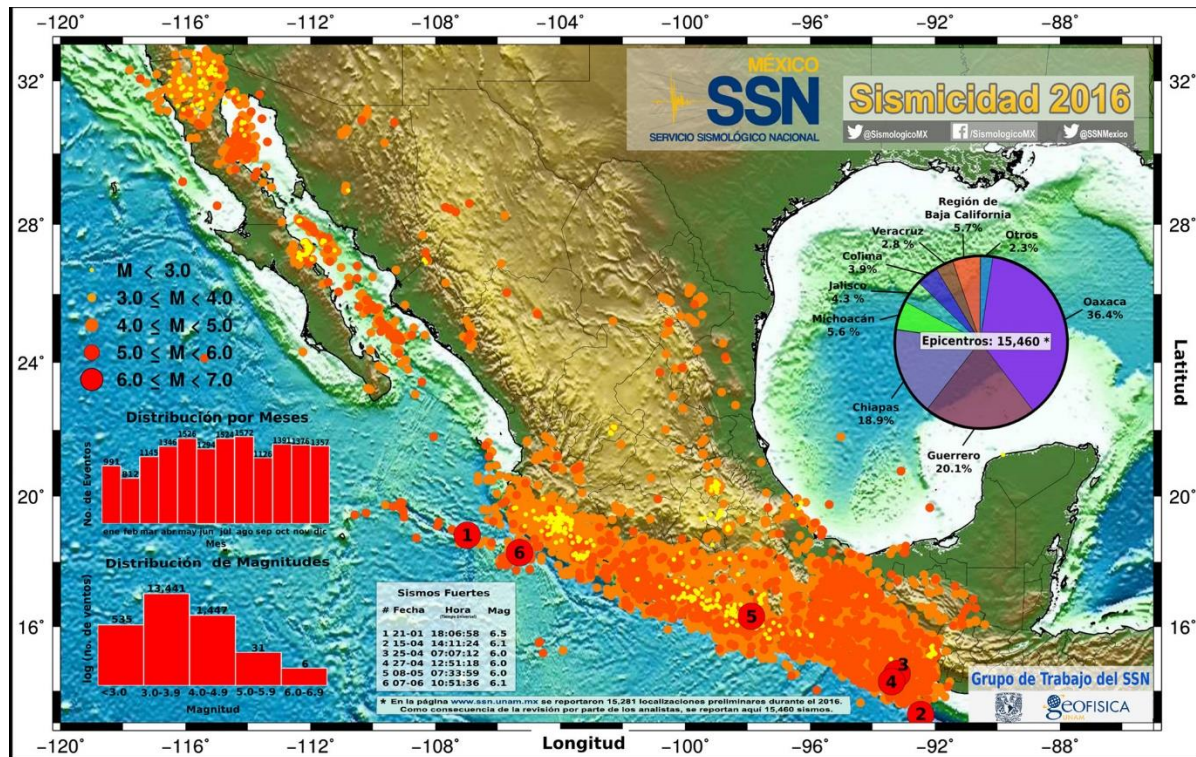


Figura 2-3 Sismicidad de México en 2016. Fuente: Servicio Sismológico Nacional (SSN 2016).

## 2.2.2 Efectos de sitio en Ciudad de México

En la Ciudad de México durante los sismos de 1911, 1957, 1973 y, especialmente, durante el sismo de 1985, de  $M_w$  8.1°, cuyos daños causados a edificaciones y población han sido los mayores que se conocen para esta ciudad, se puso en evidencia que, aunque esta ciudad se encuentra a más de 300 km de la costa de Pacífico, tiene una alta peligrosidad sísmica por la combinación de grandes terremotos, relativamente lejanos, y los efectos de amplificación debidos a la presencia de suelos blandos de gran espesor en la ciudad (Vladimir y Pacheco 1999). La Ciudad de México, que se encuentra en el valle de México, por razones históricas, políticas, sociales, religiosas y económicas, se erigió en lo que antiguamente era un lago. El relleno de este lago se realizó de forma caótica y desordenada a lo largo de los años, resultando un suelo blando y compresible extenso y de gran espesor, muy desfavorable para la cimentación de estructuras (Quiroga y Reinoso 2004). De hecho, la zonificación sísmica de la ciudad consiste de tres grandes zonas: 1) zona de lomas, 2) zona de transición y 3) zona lacustre (ver Figura 2-4), siendo la zona lacustre o del lago donde se presentan las mayores amplificaciones en la respuesta espectral sísmica. Este efecto se muestra en la Figura 2-4, para los registros de aceleraciones y sus respectivos espectros de respuesta del sismo de México de 1985 en las estaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, SCT y de la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, en la Ciudad de México. Obsérvese, cómo para un periodo de dos segundos, la estación SCT, que se encuentra en la zona del lago, tiene una ordenada espectral ocho veces



mayor que la correspondiente a la estación de la UNAM, que se encuentra en la zona de lomas. De esta manera, el comportamiento del suelo en la zona del lago, hace de Ciudad de México una zona de alta peligrosidad sísmica, aunque ésta se encuentre relativamente lejos de las fuentes sísmicas.

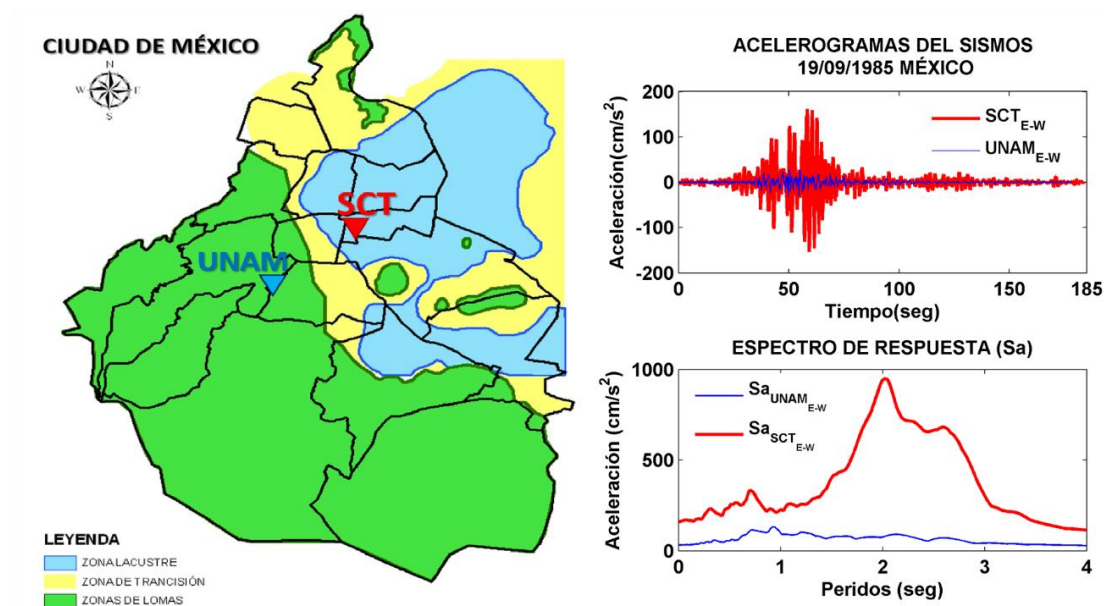


Figura 2-4 Zonas sísmicas de la Ciudad de México; acelerogramas y respectivos espectros de respuesta del sismo de México del 19/09/1985 para registros de la componente E-W en las estaciones UNAM y SCT.

### 2.3 El reglamento sísmico

Las normativas sísmicas han sido desarrolladas para proveer criterios que, con cierto margen de seguridad, proporcionen la demanda sísmica a la que pueden estar expuestas las edificaciones de una zona (CFE-SISMOS 2015). Las formas más aceptadas, por su simplicidad de tratar la demanda sísmica, son los espectros de respuesta con 5% de amortiguamiento; éstos representan la envolvente de las respuestas lineales máximas (de aceleración,  $S_a$ , velocidad,  $S_v$ , desplazamiento,  $S_d$ , u otra magnitud de interés) de múltiples osciladores de un grado de libertad ante señales sísmicas probables, variando el periodo fundamental de cada uno de los osciladores. Aunque se considera que las estructuras comunes de edificios tienen un amortiguamiento del 5%, también suelen darse espectros de diseño para amortiguamientos mayores. Es importante que los espectros de diseño representen bien todos los posibles terremotos de una zona, por esto, las normativas sísmicas usan espectros suavizados desarrollados con base en estudios probabilistas de peligrosidad sísmica y en estudios basados en el análisis de extensas bases de datos de registros sísmicos de la zona de interés (Newmark y Hall 1982). Estos espectros suavizados, suelen definirse mediante dos o tres tramos usando funciones analíticas sencillas. Estos espectros son empleados para el cálculo de las fuerzas y desplazamientos laterales de diseño. Los espectros de diseño reflejan la respuesta de aceleraciones,  $S_a$ , que sufren las estructuras para un rango de periodos, normalmente entre 0.1 y varios

segundos, considerando los periodos fundamentales típicos de los edificios. En la Figura 2-5 se muestra la comparación entre un espectro de diseño y el espectro de respuesta de un acelerograma para una PGA de 0.4 g, ambos con las ordenadas expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad (g).

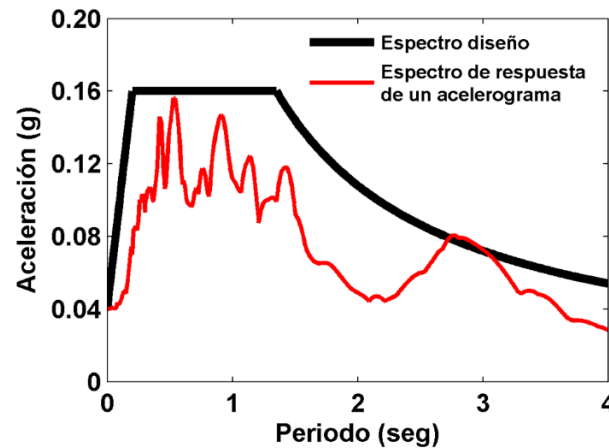


Figura 2-5 Comparación de un espectro de respuesta con un espectro de diseño.

Para la Ciudad de México, el reglamento NTC-DF (2004) considera la peligrosidad sísmica considerando una regionalización sísmica de 3 zonas, una de las cuales, a su vez, se subdivide en 4 sub-zonas. La zona I, firme o de lomas, está formada por suelos de alta resistencia y poco compresibles. La amplificación de las ondas sísmicas es pequeña y los movimientos son de duración relativamente corta. La zona II, de transición entre las zonas I y III, y la zona III, o del lago, con un tipo de suelo de gran espesor, muy blando y compresible con altos contenidos de agua, que favorece la amplificación y alarga la duración de las ondas sísmicas. La zona III a su vez, se subdivide en 4 subzonas (a, b, c y d), subdivisión que viene determinada por la frecuencia resonante del suelo que es función del espesor del estrato y de la velocidad de las ondas sísmicas de cizalla (NTC-DF 2004). Para definir los espectros de diseño en estas zonas y subzonas, la norma proporciona una función definida por la siguiente ecuación:

$$\text{acc}(T_e) = \frac{S_a(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T_e \leq T_b \\ \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r c & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (2-1)$$

Donde  $\text{acc}(T_e)$  es la aceleración espectral, expresada como fracción de la gravedad  $S_a(T_e)/g$ ;  $T_e$  es el periodo estructural;  $T_a$  y  $T_b$  son los periodos que definen los límites de los tres tramos del espectro;  $a_0$  es la ordenada del espectro para  $T_e=0$ ;  $c$  y  $r$  son parámetros que dependen del tipo de suelo. En la Tabla 2-2 se definen los valores de estos parámetros para las 3 zonas (6 zonas/subzonas) consideradas. En la Figura 2-6 se muestran las 6 zonas/subzonas y sus respectivos espectros de diseño. Los 6 espectros de diseño están dados para estructuras con seguridad estructural media (Grupo B), como casa-habitación y oficinas, entre otras y, si se

consideran estructuras de una seguridad estructural alta (Grupo A), como hospitales y escuelas, entre otros., las ordenadas espectrales deben multiplicarse por un factor de 1.5.

Tabla 2-2 Parámetros para calcular los espectros de aceleraciones de la NTC-DF (2004).

ZONA	c	a <sub>0</sub>	T <sub>a</sub> (s.)	T <sub>b</sub> (s.)	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.4	0.10	0.53	1.8	2.0
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
IIIc	0.4	0.10	1.25	4.2	2.0
IIId	0.3	0.10	0.85	4.2	2.0

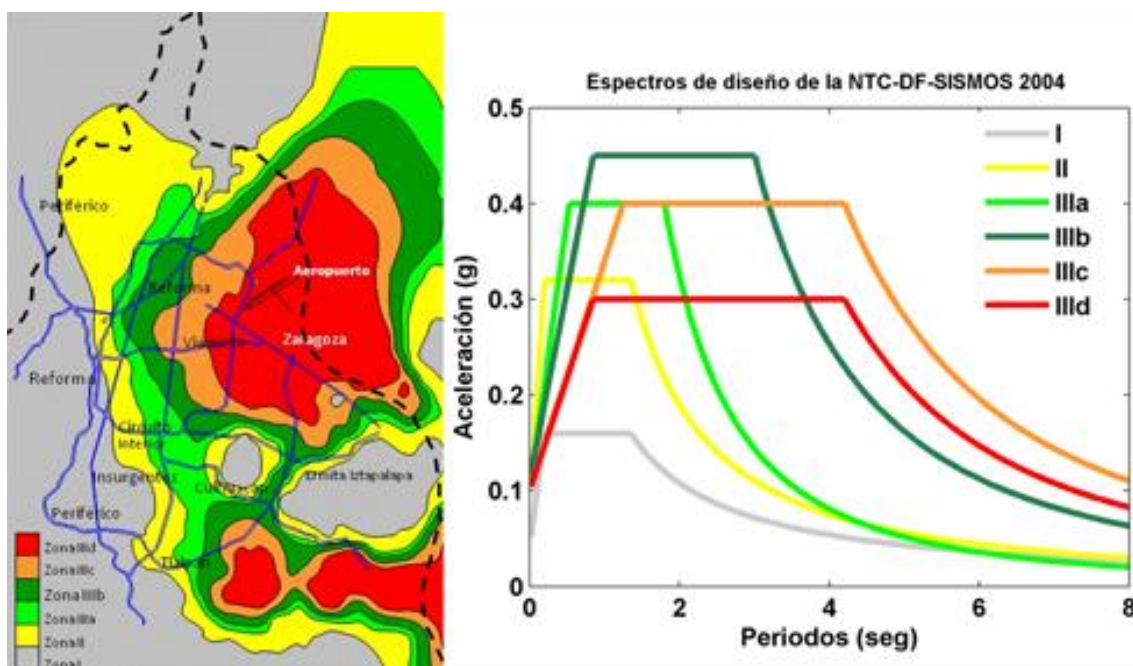


Figura 2-6 Zonas sísmicas y sus respectivos espectros de diseño de la NTC-DF (2004).

## 2.4 Base de datos de acelerogramas

Para caracterizar las acciones esperadas en la Ciudad de México se dispone de una extensa base de acelerogramas registrados en esta ciudad; cada registro consta de 3 componentes, en general componentes N-S, E-W y Vertical. Los acelerogramas provienen de dos fuentes; la primera es la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica en la “Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes Volumen II (BMDSF 2000) y cuenta con 13 835 registros (3 componentes) correspondientes a 547 estaciones de todo México y registrados entre los años 1960 y 1999. Más concretamente, en la Ciudad de México, se registraron 5545 acelerogramas en 180 estaciones. La segunda es del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico y la Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM 2014) y consta de 1587 registros (3 componentes) correspondientes a 78 estaciones de las 180 estaciones de la Ciudad de México, y a terremotos ocurridos entre los años 2000 y 2014. Al combinar ambas bases de datos se obtiene un total de 7132 registros (con 3 componentes cada

registro) que cubren el periodo entre los años 1960 y 2014. A continuación, se presenta el análisis estadístico de esta base de datos, con el propósito de ayudar a la selección de los registros más adecuados para caracterizar correctamente las acciones sísmicas esperadas en la Ciudad de México.

### 2.4.1 Análisis estadístico

#### *Análisis preliminar: indexación de la información*

Como paso previo, se preparó un programa, en plataforma MATLAB, para leer la cabecera de cada registro y generar un índice con los datos más relevantes de cada registro: nombre del archivo, estación, coordenadas de la estación, magnitud del sismo, PGA de cada componente, coordenadas del epicentro, profundidad del hipocentro, fecha y hora del sismo y orientación de cada canal o componente del sensor. Algunos registros carecían de datos de magnitud del sismo y coordenadas del epicentro; en estos casos, y cuando fue posible, se completó la información a partir de otros registros con la misma fecha y hora; los demás fueron descartados. También se prescindió de los registros de acelerómetros instalados en estructuras, ya que estos registros corresponden a la respuesta de la estructura y no al movimiento del suelo. En total se descartaron 1101 registros, curiosamente todos ellos correspondientes a registros anteriores al año 2000, es decir, provenientes de la primera fuente de datos. Finalmente, este análisis estadístico corresponde a 6031 registros con tres componentes cada uno.

Aunque, en general, la cabecera de los registros contiene información sobre el tipo de suelo, en muchos casos ésta es ambigua; por este motivo se prefirió asignar el tipo de suelo a partir de las coordenadas de las estaciones acelerográficas y del mapa de zonificación sísmica de la Ciudad de México de la NTC-DF (2004) tal como se muestra en la Figura 2-7. Por otra parte, las coordenadas geográficas de la estación y del epicentro se usaron para calcular los azimuts epicentro-estación y las distancias epicentrales.

#### *Estadística descriptiva*

A partir de los datos del índice se procedió a realizar una estadística descriptiva de las principales variables de los registros (magnitud de momento,  $M_w$ , distancia epicentral, azimut, tipo de suelo y PGA). Primero se analizó por PGA, tomando de cada registro la máxima de las dos componentes horizontales; cabe señalar que esta PGA corresponde a los registros sin corregir. En la Tabla 2-3 se muestran los resultados por intervalos de aceleración pico. Para esta investigación se decidió retener sólo registros con PGA mayor o igual a  $10 \text{ cm/s}^2$  ( $0.01 \text{ g}$ ). El motivo fue mantener un número suficiente de registros para un estudio estadístico significativo. Obsérvese en la Tabla 2-3 que los registros con PGA mayor o igual que  $10 \text{ cm/s}^2$ , son 1363, representando el 22.6% del total. Obsérvese cómo sólo hay 41 registros con valores de PGA por encima de  $50 \text{ cm/s}^2$ . En la Tabla 2-4 se muestran las principales características de los datos analizados y en



la Tabla 2-5 se muestran la moda, el valor mediano, el valor medio y la desviación estándar de las distribuciones de la distancia epicentral, azimut estación-epicentro, profundidad y magnitud  $M_w$ .

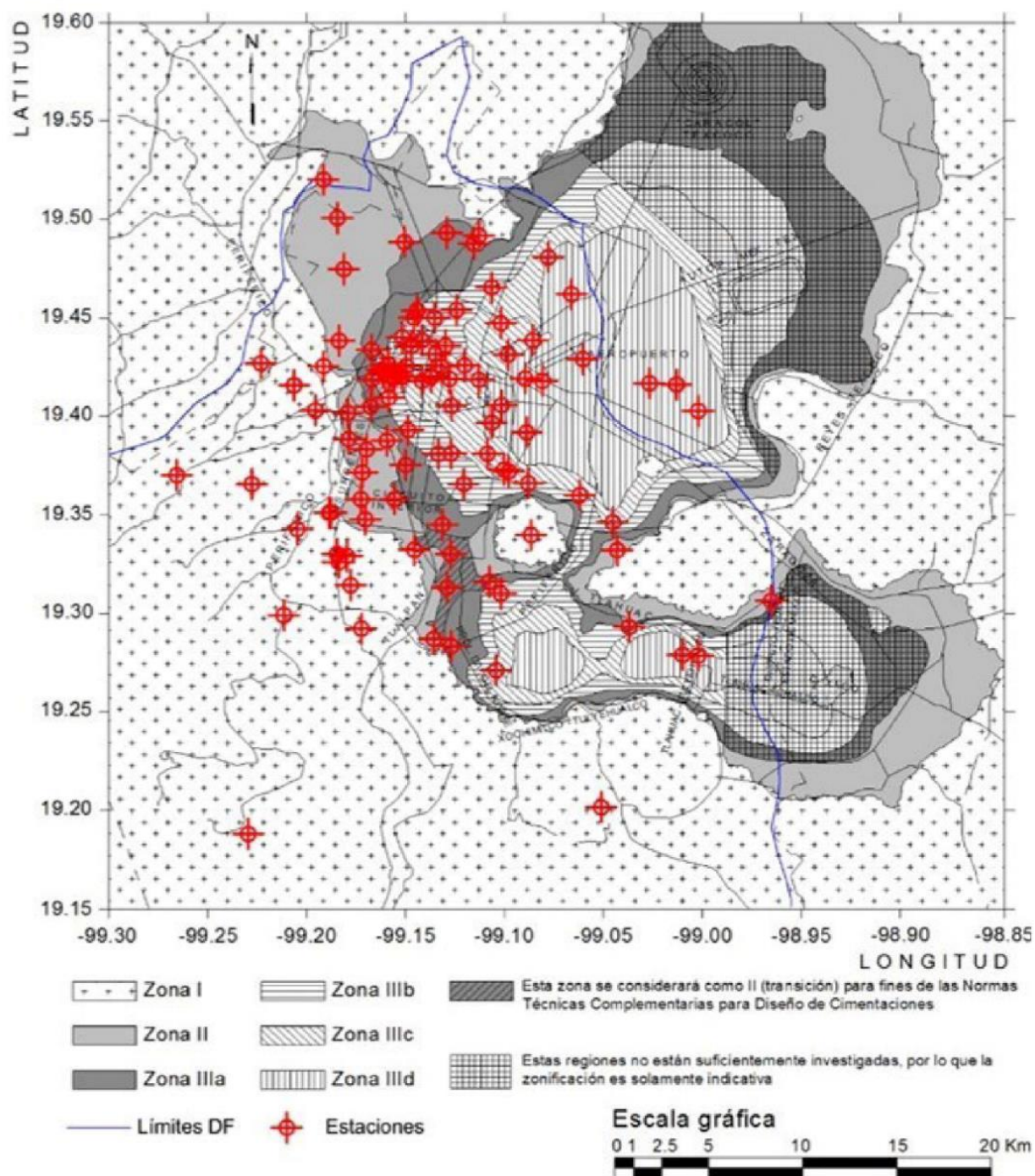


Figura 2-7 Zonificación sísmica de la Ciudad de México de la NTC-DF (2004) y estaciones acelerográficas de la base de datos.

Tabla 2-3 Distribución de número de registros <sup>(1)</sup> por PGA en cm/s<sup>2</sup> de la base de datos de la Ciudad de México.

Máxima PGA Horizontal (cm/s <sup>2</sup> ) <sup>(2)</sup>					
Intervalo <sup>(3)</sup>	Total	(%)	Intervalo <sup>(3)</sup>	Total	(%)
(0-5)	3393	56.26	<10	4668	77.4
[5-10)	1275	21.14			
[10-15)	440	7.30			
[15-25)	429	7.10	≥10	1363	22.6
[25-50)	453	7.50			
[50-∞)	41	0.70			
<b>Total</b>	<b>6031</b>	<b>100</b>	<b>Total</b>	<b>6031</b>	<b>100</b>

- (1) Registros: Archivo con tres componentes ortogonales para cada evento, es posible tener uno o varios registros para el mismo evento, dependiendo de la cantidad de estaciones que percibieron el evento.  
 (2) Máxima PGA de las dos componentes horizontales N-S y E-W de cada registro.  
 (3) Intervalo o rango empleado en la clasificación.

Tabla 2-4 Resumen de las características de los 1363 registros con PGA horizontal mayor de 10 cm/s<sup>2</sup> de la base de datos de la Ciudad de México utilizada en el presente estudio, por número de registros <sup>(1)</sup>.

Distancia Epicentral (Km)			Azimut Est. - Epi. (deg) <sup>(3)</sup>			Profundidad (Km)			Magnitud Momento M <sub>w</sub>		
Intervalo <sup>(2)</sup>	Total	(%)	Intervalo <sup>(2)</sup>	Total	(%)	Intervalo <sup>(2)</sup>	Total	(%)	Intervalo <sup>(2)</sup>	Total	(%)
(0-100)	4	0.29	(0-60)	0	0.00	(0-10)	156	11.45	(0-3.0)	25	1.83
[100-200)	177	12.99	[60-120)	0	0.00	[10-25)	787	57.74	[3.0-4.0)	36	2.64
[200-300)	275	20.18	[120-180)	523	38.37	[25-50)	138	10.12	[4.0-5.0)	10	0.73
[300-400)	552	40.50	[180-240)	548	40.21	[50-100)	262	19.22	[5.0-6.0)	254	18.64
[400-500)	253	18.56	[240-300)	292	21.42	[100-150)	15	1.10	[6.0-7.0)	505	37.05
[500-∞)	102	7.48	[300-360)	0	0.00	[150-300)	5	0.37	[7.0-∞)	533	39.10
<b>Total</b>	<b>1363</b>	<b>100</b>	<b>Total</b>	<b>1363</b>	<b>100</b>	<b>Total</b>	<b>1363</b>	<b>100</b>	<b>Total</b>	<b>1363</b>	<b>100</b>

- (1) Registro: archivo con tres componentes ortogonales. Es posible tener uno o varios registros para el mismo evento, dependiendo de la cantidad de estaciones que registraron el evento.  
 (2) Intervalo o rango empleado en la clasificación.  
 (3) Azimut de entre la estación sísmica y el epicentro del sismo registrado.

Tabla 2-5 Medidas estadísticas de las principales características de los 1363 registros.

Medida Estadística	Distancia Epicentral (Km)	Azimut Est. - Epi. (deg) <sup>(1)</sup>	Profundidad (Km)	Magnitud Momento M <sub>w</sub>
<b>Moda</b>	354.46	192.54	16	7.60
<b>Mediana</b>	321.13	206.19	18	6.90
<b>Media</b>	330.32	198.83	26.94	6.69
<b>Std.</b> <sup>(2)</sup>	111.07	40.66	19.73	0.71

- (1) Azimut de entre la estación sísmica y el epicentro del sismo registrado.  
 (2) Desviación estándar de la distribución normal.

Así, en la Tabla 2-4 se observa cómo el 98.53% de los sismos ocurren a una profundidad inferior a 100 km, y que el 94.79% de los sismos son de  $M_w \geq 5$ . La alta magnitud se debe a que las distancias epicentrales son grandes y sólo los sismos de magnitud considerable producen valores de PGA mayores de 10 cm/s<sup>2</sup> en la Ciudad de México. En la Figura 2-8 se muestran los epicentros de los sismos y varias distancias radiales medidas desde la Ciudad de México. Con base en la Tabla 2-4 y en la Figura 2-8 se concluye que la mayoría de los registros se encuentran entre 200 y 400 kilómetros y con azimuts estación – epicentro entre 180° y 270°; confirmando que la mayor amenaza proviene de la zona de colisión/subducción de las placas de Cocos y Rivera con/bajo la placa Norteamericana en la costa del Pacífico.

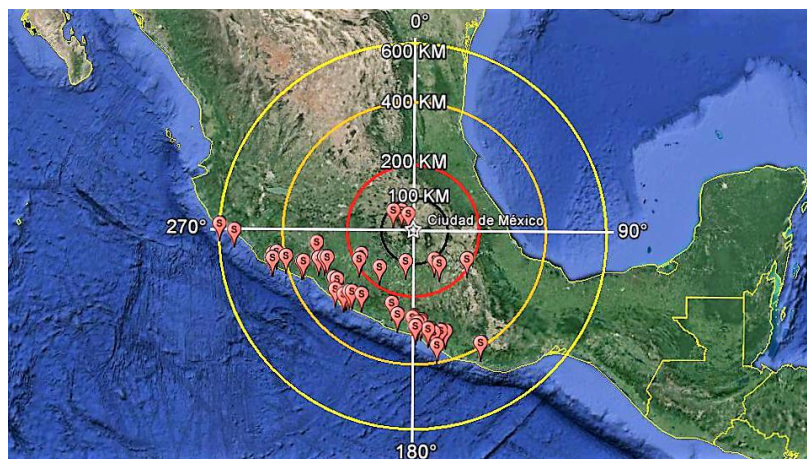


Figura 2-8 Epicentros de los sismos (note que un mismo sismo suele ser registrado por varias estaciones), marcas de distancias radiales y azimuts medidas desde la Ciudad de México.

En la Figura 2-9 se muestra la distribución de registros seleccionados por tipo de suelo; obsérvese que en las zonas IIIb y IIIc se tiene el doble de registros que en las otras zonas y, en todas las zonas, se tienen más de 100 registros, lo cual se considera adecuado para los análisis que se realizarán en esta investigación para las diferentes zonas sísmicas.

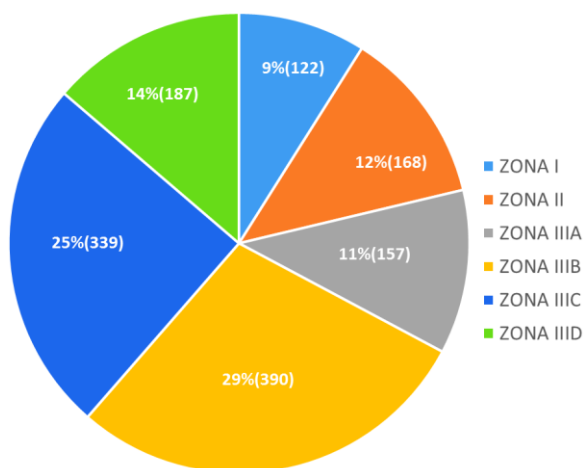


Figura 2-9 Distribución de los registros por tipo de suelo asignados de acuerdo al mapa de zonificación sísmica de la NTC-DF (2004).

## 2.5 Tratamiento de los registros

### 2.5.1 Corrección de línea base

Una vez elegidos los registros, se procedió al tratamiento y corrección de línea base de las componentes horizontales de cada registro, para ello primero se restó la media de los primeros 3 segundos y se multiplicó la señal por una ventana de Tukey para suavizar los efectos de truncamiento. El siguiente paso fue el filtrado para evitar efectos de línea base; vale la pena observar que con esta operación se pierden los posibles desplazamientos permanentes del suelo ya que se obtienen velocidades y desplazamientos finales nulos. La

Figura 2-10 muestra la eficiencia de este proceso de corrección de la línea base, para el registro N-S del sismo de México del 19/09/1985 registrado en la estación SCT (MEX85<sub>N-S</sub> SCT) de la Ciudad de México, para el que se usó un filtrado Butterworth, paso altas, con frecuencia de paso de 0.1 Hz. En la Figura 2-11 se muestra el espectro de amplitudes de Fourier del acelerograma filtrado y sin filtrar MEX85<sub>N-S</sub> SCT.

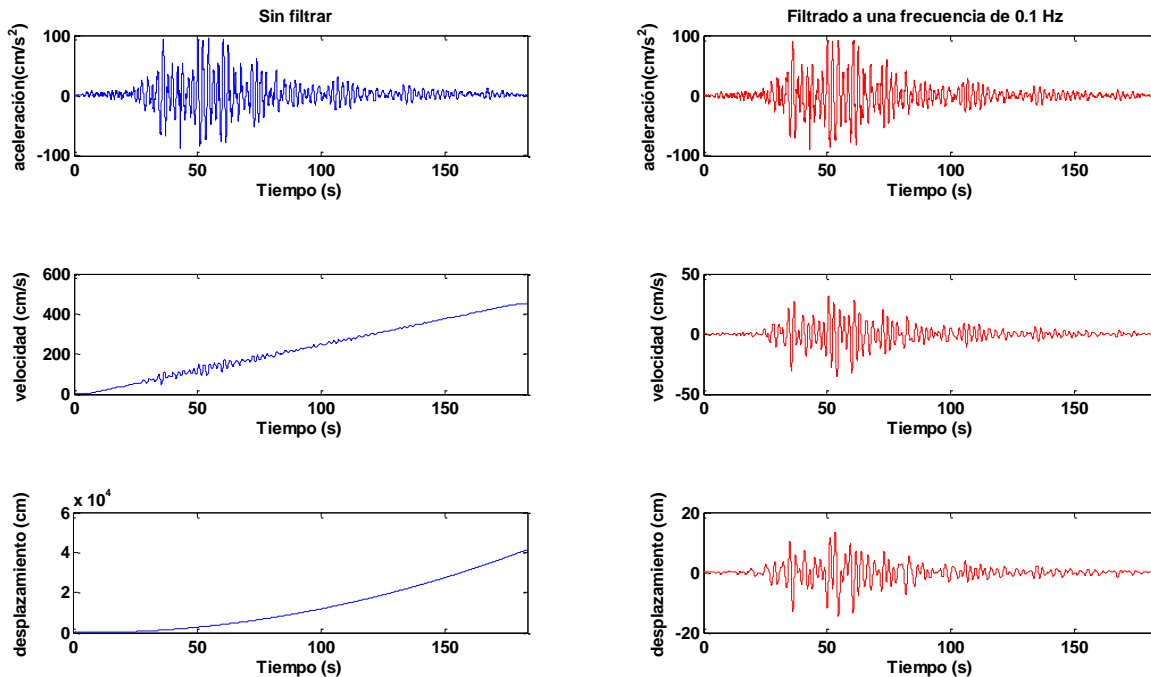


Figura 2-10 Ejemplo de acelerograma filtrado (derecha) y sin filtrar (izquierda) del acelerograma MEX85<sub>N-S</sub> SCT de la Ciudad de México.

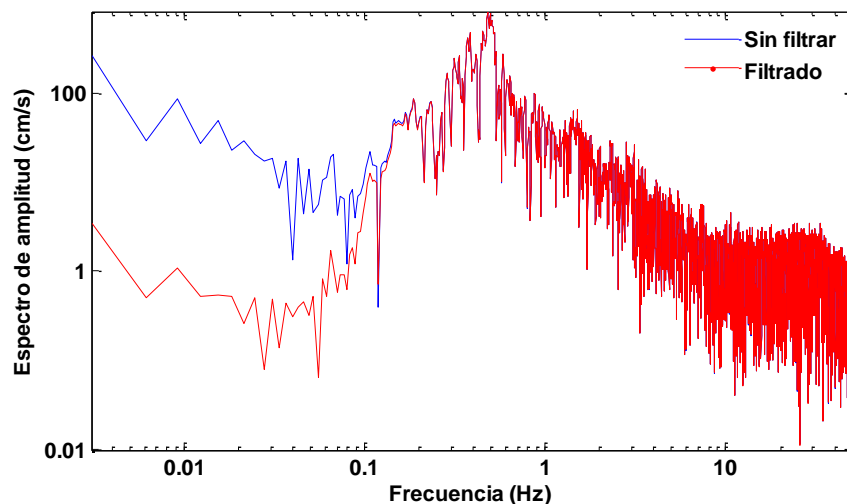


Figura 2-11 Espectro de amplitudes de Fourier del acelerograma MEX85<sub>N-S</sub> SCT, antes y después del filtrado.

El filtrado masivo de acelerogramas tiene la dificultad de que no todos los acelerogramas se corrigen para una misma frecuencia de filtrado, por lo que es necesario establecer un criterio; además se debe tener la precaución de no usar una frecuencia de filtrado muy alta, debido a que se eliminarían frecuencias útiles



para el análisis. Para este estudio se establece como resultado de un análisis realizado de las componentes horizontales de los registros seleccionados en la sección anterior y siguiendo el criterio de pruebas de varias frecuencias de filtrado que hiciera que el desplazamiento al final de las señales fuese cero; Así se determinó que el mejor valor para nuestros registros sería de una frecuencia de filtrado de 0.10 Hz (periodo de 10 segundos); el cual corrige la gran mayoría (92%) de los registros. Se optó por eliminar todos los registros en los que cualquiera de sus componentes horizontales requiriese una frecuencia de filtrado mayor de 0.15 Hz y los acelerogramas que requiriesen una frecuencia de filtrado entre 0.10 y 0.15 Hz se filtraron de igual manera con 0.10 Hz, sobre la base de que el ruido restante en estos acelerogramas sería muy pequeño. De acuerdo a los criterios señalados, solo 86 registros, que representan el 6%, requieren una frecuencia de filtrado mayor de 0.15 Hz y por tanto han sido descartados, quedando 1277 registros para realizar el análisis. En consecuencia, hay que tener en mente que los resultados de este estudio corresponden a periodos inferiores a los 10 segundos.

### 2.5.2 Duración significativa

El cálculo de los espectros de respuesta requiere un alto costo computacional. Para reducir este costo, resulta interesante usar sólo la parte del acelerograma que influye en la máxima respuesta. Para ello se utilizó la intensidad de Arias (IA) (Arias 1970) definida por la siguiente ecuación:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} (a(t))^2 \cdot dt \quad (2-2)$$

donde  $a(t)$  es la aceleración del registro y  $t_f$  es la duración total del registro. Esta integral, y otras similares, suelen usarse para definir la duración significativa de un acelerograma, que se define como el tiempo transcurrido desde que se alcanza el 5% de la intensidad de Arias hasta que se llega al 95%. Por las características de sismos lejanos y suelos blandos de la zona de estudio, la mayoría de registros son de larga duración. El tiempo de computación de los espectros de respuesta crece con el número de puntos del acelerograma, por lo que resulta oportuno e importante reducir al máximo este número, pero sin que esta reducción afecte a la respuesta espectral. Se efectuaron diferentes pruebas empezando por usar la duración significativa tal como se ha definido más arriba. En la Figura 2-12 se muestra el acelerograma de MEX85N-S SCT y una integral cumulativa que muestra la evolución temporal de la intensidad de Arias normalizada (Trifunac y Brady 1975). También se indica el truncamiento del acelerograma usando los límites marcados por: i) el 5 y el 95%, ii) el 1 y el 99% e iii) el 0.1 y el 99.9% de la intensidad de Arias. En esta misma figura pueden verse los efectos de este truncamiento en los espectros de respuesta de aceleración, que, como puede observarse, afecta ligeramente al espectro para períodos largos (entorno a periodos de 3 s, en este caso). En base a estos análisis se decidió truncar los acelerogramas usando los límites del 0.1 y 99.9% de la intensidad

de Arias, que, como puede observarse en la Figura 2-12, respeta el cálculo del espectro de respuesta, calculado usando toda la longitud del registro. Esta longitud de 183.5 s se reduce así a 153.04 s, lo que supone una reducción, en este caso, del 17%. Los registros así truncados, se multiplican por una ventana de Tukey que suaviza el inicio y el final del acelerograma evitando los efectos de truncamiento mediante ventanas rectangulares.

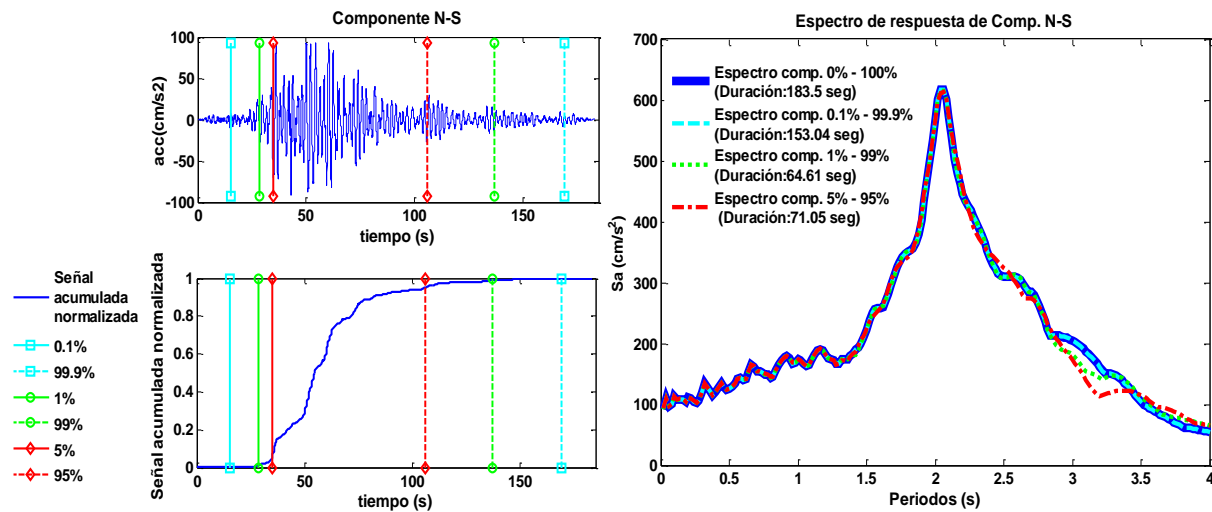


Figura 2-12 Gráfico de intensidad de Arias y espectro de respuesta del sismo MEX85<sub>N-S</sub> SCT para diferentes límites.

## 2.6 Respuesta espectral

El siguiente paso es el cálculo de la respuesta espectral de las componentes horizontales de los 1277 registros seleccionados y pre-tratados de la base de datos. El cálculo de los espectros de respuesta se realiza con una rutina MATLAB que implementa el cálculo numérico de la Integral de Duhamel (Clough y Penzien J 1994; Chopra 1995)(*duhamel\_f.mat*). Esta función, ya había sido evaluada por Pizón et al (2015), concluyendo que presenta una muy buena relación entre estabilidad y tiempo computacional. Como ejemplo, en la Figura 2-13 se muestran los espectros de respuesta de los acelerogramas MEX85<sub>N-S</sub>-SCT y MEX85<sub>E-W</sub> SCT obtenidos con esta función MATLAB. De esta manera se analizan 2554 acelerogramas (1277 registros por 2 componentes horizontales), obteniendo los espectros de respuesta para 200 periodos (es decir se obtuvieron 510 800 respuestas de osciladores de un grado de libertad). Los espectros de respuestas son clasificados por tipo de suelo de acuerdo con la ubicación de la estación en la Ciudad de México en qué fueron registrados los respectivos acelerogramas (véase la Figura 2-7). La Tabla 2-6 muestra el número de espectros de respuesta correspondientes a cada zona sísmica. Con base en esta clasificación, los correspondientes espectros de respuesta pueden ser utilizados para encontrar los que mejor representen los espectros de diseño de cada zona. En la siguiente sección, se muestra el proceso de selección de los registros

y espectros de respuesta de cada zona y el procedimiento para modificar los acelerogramas para mejorar su compatibilidad con los espectros de diseño.

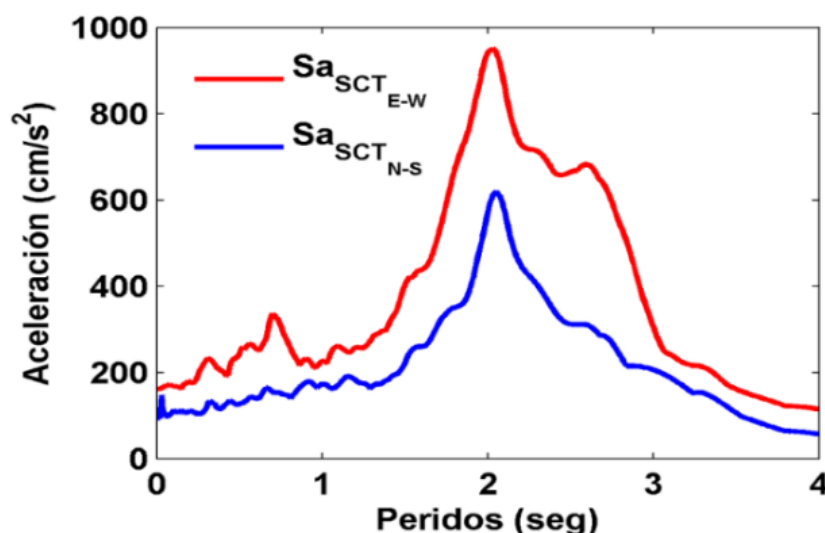


Figura 2-13 Espectros de respuesta  $S_a$ , de los acelerogramas MEX85<sub>N-S</sub> SCT y MEX85<sub>E-W</sub> SCT.

Tabla 2-6 Número de espectros de respuesta de cada zona sísmica de la NTC-DF (2004).

Zona sísmica	Número de registros (N-S y E-W)
Zona I	110
Zona II	155
Zona IIIa	143
Zona IIIb	369
Zona IIIc	323
Zona IIId	177
TOTAL	1277

## 2.7 Acciones sísmicas compatibles

La respuesta estructural y el daño sísmico en los edificios depende de las acciones sísmicas a las que estarán sometidos, lo que lleva a la necesidad de caracterizar las acciones sísmicas (acelerogramas y sus respectivos espectros de respuestas), de manera que representen bien la zona donde se halla el edificio objeto de estudio. Es decir, los espectros de respuesta de los acelerogramas,  $S_a(T)$ , deben ser compatibles con el espectro de diseño de la zona definido por los reglamentos sísmicos. Además, cada normativa sísmica define el tipo, número mínimo y características de los acelerogramas que se deben utilizar para las evaluaciones sísmicas. El reglamento europeo, Eurocodigo 8 (CEN 2004), el de Colombia (AIS 2010) y el de la American Association of Civil Engineers (ASCE 7-10 2010) establecen usar un mínimo de 3 acelerogramas diferentes; mientras que en los reglamentos de México (NTC-DF 2004; CFE-SISMOS 2015) se requieren 4 acelerogramas independientes entre sí; en ambos reglamentos se indica que los espectros de respuesta deben tener el 5% de amortiguamiento y el promedio de los espectros debe tener una buena compatibilidad con el

espectro de diseño; sobre todo en el periodo fundamental de la estructura que se va analizar, de forma que se garanticen aceleraciones espectrales de la misma magnitud que las del espectro de diseño. En esta sección se seleccionarán acelerogramas representativos de la zona de estudio y, como se ha indicado más arriba, se usará una técnica de ajuste espectral, para generar un conjunto de acelerogramas compatibles con los espectros de diseño previstos para cada zona.

### 2.7.1 Tipos de acelerogramas

La labor de encontrar acelerogramas adecuados para una zona específica no es sencillo y se pueden dar los 3 casos siguientes: 1) no se dispone de información sobre los terremotos, ni una base de datos de aceleración con registros de la zona; en este caso se hace imprescindible recurrir a acelerogramas artificiales o sintéticos; 2) se dispone de una buena base de datos de registros con acelerogramas cuyos espectros de respuesta son compatibles con los establecidos para la zona de estudio; lo que permite trabajar con acelerogramas reales y 3) se dispone de acelerogramas reales de la zona pero sus espectros de respuesta no son compatibles con los espectros de diseño previstos, de forma que se pueden usar acelerogramas híbridos, es decir, generados modificando acelerogramas reales. Los acelerogramas híbridos son preferibles a los artificiales o sintéticos ya que, al construirse a partir de registros reales, conservan algunas de sus principales características, propias de la fuente de origen, trayectoria al sitio de estudio y duración, entre otras. A continuación, se describen las principales técnicas de obtener acelerogramas compatibles para cada uno de los tres casos mencionados al inicio de este subapartado.

#### *Acelerogramas artificiales o sintéticos*

Aunque en algunos trabajos se habla de forma indistinta de acelerogramas artificiales y sintéticos, sin embargo, se suele entender que los acelerogramas artificiales corresponden a acelerogramas que reproducen la fuente, el camino y el sitio de forma artificial. También es frecuente referirse a estos acelerogramas como sismológicos; los sintéticos se reservan para acelerogramas generados usando funciones matemáticas adecuadas sin referencia a la fuente, camino ni sitio. Se describen a continuación las principales técnicas para la generación de este tipo de acelerogramas.

**1) Acelerogramas artificiales o sismológicos:** se construyen modelando la fuente sísmica, el camino de propagación y las condiciones de sitio; se usa el momento sísmico para definir el tamaño del terremoto, una función de deslizamiento de falla para caracterizar la fuente sísmica y la teoría de ondas para modelar la generación y transmisión de las ondas sísmicas generadas (Wong y Trifunac 1979; Ordaz et al. 1993; Lam et al. 2000).

**2) Acelerogramas sintéticos de propósito general:** su construcción se basa en la simulación de un proceso aleatorio para obtener un acelerograma como producto de la secuencia aleatoria estacionaria de armónicos

y una función de envolvente de forma; en este método se requiere conocer el espectro objetivo e información acerca de la duración; numerosas plataformas de análisis estructural, como Ruaumoko (Carr 2002) y SeismoArtif (Seismosoft 2016a), entre otras, incorporan programas para su obtención; ambos programas utilizan la metodología propuesta por Gasparini y Vanmarcke (1976) disponible en el programa SIMQKE.

**3) Acelerogramas sintéticos específicos:** para el caso de la República de México, se ha desarrollado el programa Prodisis v4.0 (CFE-SISMOS 2015), para la generación de acelerogramas sintéticos representativos del peligro sísmico de sitios específicos. Este programa se basa también en la teoría de vibraciones aleatorias (Random Vibration Theory, RVT) (Boore y Joyner 1984) y en la relación que existe entre el espectro de respuesta de pseudovelocidad  $S_v$  para amortiguamiento nulo y el espectro de amplitudes de Fourier, que se ajusta de forma que el espectro de respuesta del acelerograma sintético, ajuste bien el espectro de diseño del sitio. Para mostrar el funcionamiento de los programas SeismoArtif y Prodisis v4.0, se muestra el caso del espectro de diseño previsto para la ciudad de Acapulco, Guerrero (CFE-SISMOS 2015), que es una de las ciudades con mayor peligrosidad sísmica de México, ya que se ubica muy cerca de la zona de subducción en la costa pacifico (ver situación en el mapa de la Figura 2-2). En la Figura 2-14 se muestra el acelerograma sintético y su respectivo espectro de respuesta generado usando Prodisis v4.0, para el espectro de diseño previsto para la ciudad de Acapulco. Por otra parte, en la Figura 2-15 se muestran 2 acelerogramas artificiales generados con SeismoArtif, con duraciones de 50 y 25 segundos, de forma que sus espectros de respuesta sean compatibles con el espectro de diseño de la ciudad de Acapulco. Los resultados obtenidos son adecuados en los dos casos; siendo el acelerograma con un mejor ajuste el realizado con Prodisis v4.0; lo cual era previsible, ya que este programa fue desarrollado específicamente para su aplicación específica a zonas de México.

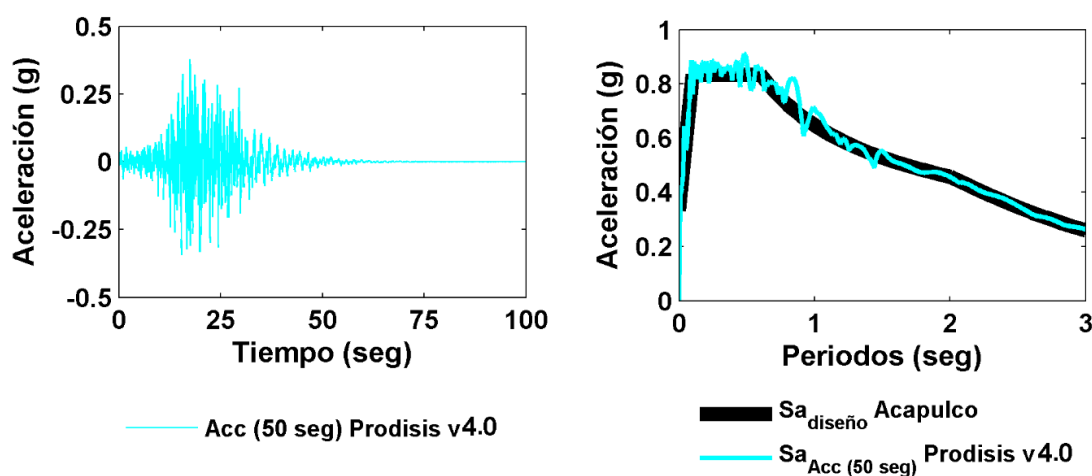


Figura 2-14 Acelerograma sintético y su respectivo espectro de respuesta obtenido con el programa Prodisis v4.0 para el espectro de diseño de la ciudad de Acapulco, México.

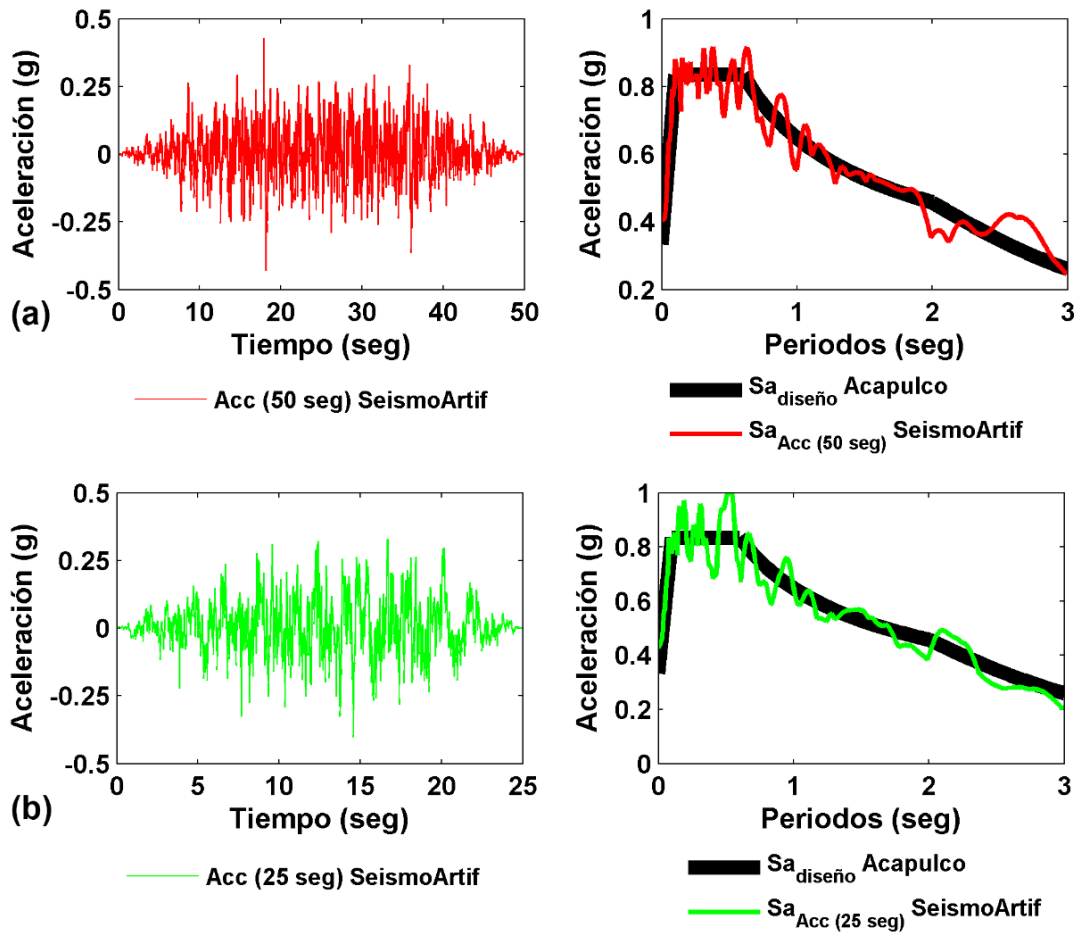


Figura 2-15 Acelerogramas sintéticos con espectros de respuesta compatibles con el espectro de diseño de la ciudad de Acapulco, México, generados con SeismoArtif. (a) Duración de 50 s. y (b) Duración de 25 s.

### *Acelerogramas reales*

En general, y cada vez más, en estudios de análisis estructural, se aconseja usar acelerogramas reales, debido a que éstos preservan las características de la fuente sísmica, del trayecto que sigue el campo ondulatorio hasta el sitio en qué fue registrado y, también, las condiciones locales del terreno. Sin embargo, a pesar de que en la actualidad existen más y mejores bases de datos de registros de aceleración, no siempre se dispone de información para un determinado sitio o lugar e, incluso en el caso de disponer de registros, la información disponible puede ser parcial y poco representativa de las principales características de la acción sísmica esperada o de diseño, incluyendo el tamaño, el contenido frecuencial, o el espectro de respuesta. Esto es debido a que los espectros de diseño se basan en estudios de peligrosidad sísmica que deben tener en cuenta la influencia de todas las fuentes sismogénicas, así como las correspondientes leyes de atenuación en el camino hasta el sitio analizado. Estudios sofisticados de peligrosidad sísmica pueden realizarse mediante el programa Crisis 2007 (Ordaz et al. 2015). De esta forma el espectro de diseño suele ser una

envolvente de la agregación de espectros de respuesta debidos a diferentes zonas y o de diferentes características. Así, acelerogramas concretos pueden representar adecuadamente sólo una parte del espectro de diseño. A lo largo de las últimas dos décadas, se ha hecho un esfuerzo considerable en el desarrollo de métodos y técnicas dirigidas a la selección de acelerogramas con espectros de respuesta compatibles con espectros predefinidos a partir de bases de datos (Douglas 2003; Naeim et al. 2004; Baker 2011; Vargas et al. 2013). Es decir, acelerogramas tales que la forma de su espectro de respuesta coincida con la de un determinado espectro objetivo, para ciertos rangos de periodos de interés; el rango de periodos puede ser todo el espectro o el definido por intervalos, en torno al periodo fundamental de los edificios objeto de estudio. El procedimiento de búsqueda, normalmente implica trabajar con espectros normalizados por el PGA, de forma que la ordenada espectral para periodo nulo vale la unidad. Una selección adecuada permite hallar colecciones de acelerogramas tales que el espectro de respuesta mediano se ajusta bien al espectro objetivo. Una técnica relativamente sencilla y robusta es la propuesta por Vargas et al. (2013). Esta técnica se describe brevemente a continuación.

**Paso 1:** normalizar el espectro objetivo en el periodo cero. **Paso 2:** calcular el espectro normalizado correspondiente para cada acelerograma. **Paso 3:** calcular una medida del ajuste entre los espectros calculados y el objetivo; en este caso la medida utilizada es el error cuadrático medio de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_j = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (y_{ji} - Y_i)^2} \quad j = 1 \dots N, \quad i = 1 \dots n \quad (2-3)$$

donde  $\varepsilon_j$  es una medida de mínimos cuadrados del desajuste entre el espectro del acelerograma  $j$  y el espectro objetivo;  $y_{ji}$  es la ordenada espectral  $i$  del espectro del acelerograma  $j$ , y  $Y_i$  es la ordenada  $i$  correspondiente del espectro objetivo;  $n$ , es el número de ordenadas espectrales del acelerograma, que se suponen que es el mismo para cada acelerograma  $j$ ; y  $N$  es el número de acelerogramas. **Paso 4:** organizar los espectros de acuerdo con sus errores de forma ascendente. **Paso 5:** de esta forma, se obtienen  $Sa_{ik}$  ( $i=1 \dots n, k=1 \dots N$ ) donde  $i$  es la  $i$ -ésima ordenada espectral el acelerograma  $k$ , una vez que la serie de acelerogramas se ha dispuesto de tal manera que  $\varepsilon_k \leq \varepsilon(k+1)$ ,  $k = 1 \dots N-1$ . Se debe calcular los siguientes nuevos espectros con la siguiente ecuación:

$$b_{im} = \frac{1}{m} \sum_{k=1}^m Sa_{ik} \quad i = 1 \dots n, \quad m = 1 \dots N \quad (2-4)$$

$b_{im}$  es ahora, la ordenada espectral de la media de los  $m$  primeros espectros. **Paso 6:** se calcula la siguiente nueva función de error ( $E_m$ ), que es similar a la dada en la ecuación (2-3).

$$Er_m = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (b_{im} - Y_i)^2} \quad m = 1 \dots N, \quad i = 1 \dots n \quad (2-5)$$

El valor de  $m$  que minimiza el valor de  $Er_m$  se considera como el número óptimo de acelerogramas del conjunto de  $N$  acelerogramas que son compatibles con el espectro objetivo dado y que pueden usarse de la base de datos dada. Este método ha sido aplicado con éxito usando la base de datos Europea (Ambraseys et al. 2004) de más de 1000 registros (N-S y E-W), para hallar acelerogramas compatibles con los espectros de diseño del Eurocodigo 8 (CEN 2004) para sismos tipo 1 y 2 y suelos de clase A, B, C, D y E. (Vargas et al. 2013; Vargas 2013).

### ***Acelerogramas híbridos***

Este tipo de acelerogramas se generan a partir de bases de datos de acelerogramas reales; con lo que se busca que conserven las características reales de amenaza del registro, pero que, al mismo tiempo, tengan una respuesta espectral adecuada con un espectro objetivo para todos o un rango de periodos. Bermúdez et al. (2010), por ejemplo, proponen una técnica basada en el filtrado de múltiples bandas de frecuencia en el dominio del tiempo para aumentar o disminuir la amplitud espectral correspondiente y cumplir así con los requisitos de la norma colombiana (AIS 2010). Otras técnicas para esta labor han sido desarrolladas en los últimos años (Beyer y Bommer 2007; Zentner 2014; Burks et al. 2015), e incluso son incorporadas en programas computacionales como el SeismoMatch (Seismosoft 2016b), basado en las metodologías propuestas por Abrahamson NA (1992) y Hancock et al. (2006). De forma general, todas estas técnicas se conocen como de ajuste espectral de acelerogramas (spectral matching) y la gran mayoría se basan en la adaptación del contenido frecuencial del acelerograma real para que su espectro de respuesta coincida con el espectro objetivo, efecto que se consigue modificando de forma iterativa el espectro de amplitud de Fourier. Una técnica de ajuste espectral adaptada por Pujades (2016, comunicación personal) se describe brevemente a continuación.

Es conocido que, para un acelerograma, el espectro de velocidad no amortiguada es la envolvente de su espectro de amplitudes de Fourier. En la práctica y para cualquier espectro de respuesta, el ajuste espectral implica un proceso iterativo de modificación del espectro de amplitudes de Fourier hasta obtener un buen acuerdo entre su espectro de respuesta y el espectro objetivo. El proceso iterativo para espectros de respuesta en aceleración, se efectúa de acuerdo a los siguientes pasos: 1) se substituye el espectro de amplitud de Fourier del acelerograma por el espectro objetivo; 2) se calcula el espectro de respuesta  $S_a$ , del acelerograma; 3) se define una función factor de ajuste  $F_{jk}$  mediante la siguiente ecuación:



$$F_{jk} = \frac{Sa_{\text{objetivo}j}}{Sa_{jk}} \quad \begin{cases} j = 1 \cdots N_{\text{freq}} \\ k = 1 \cdots N_{\text{Iter}} \end{cases} \quad (2-6)$$

El subíndice  $j$  se refiere a la  $j$ -ésima ordenada tanto del espectro objetivo como del espectro de respuesta; El subíndice  $k$  se refiere a la  $k$ -ésima iteración; 4) un nuevo acelerograma se define multiplicando el espectro de amplitud de Fourier por el factor  $F_{jk}$ . La transformada de Fourier inversa proporciona el nuevo acelerograma; 5) se analiza el error del ajuste para finalizar el proceso iterativo o, eventualmente, volver al paso 2. El proceso iterativo puede concluirse cuando se cumple un criterio de error o se cumple un número máximo de iteraciones. Hay dos aspectos numéricos importantes para lograr el paso 3 con éxito: i) la modificación del espectro de Fourier debe realizarse correctamente y cuidadosamente; ya que, por ejemplo, cuando se usa la FFT, las primeras  $N/2$  componentes, corresponden a frecuencias positivas entre cero y la frecuencia de Nyquist y el resto a frecuencias negativas. Así, en este caso, la forma de asignar el factor  $F_{jk}$  debe efectuarse mediante una nueva función  $\Theta_{ik}$ , definida de la siguiente manera:

$$\Theta_{ik} = F_{jk} = \begin{cases} i = 1 & j = \frac{N}{2}; \\ i = 2, \dots, \frac{N}{2} + 1 & j = 1 \cdots \frac{N}{2}; \\ i = \frac{N}{2} + 1, \dots, N & j = N + 1 - i; \end{cases} \quad (2-7)$$

donde  $N$  es el número de puntos del acelerograma. Obsérvese que  $N/2$  en la ecuación (2-7) es igual a  $N_{\text{freq}}$  en la ecuación (2-6). Así, una vez definida la función  $\Theta_{ik}$ , basta multiplicar la amplitud de la transformada de Fourier por  $\Theta_{ik}$ ; ii) debido a errores de redondeo la transformada de Fourier puede no ser conjugada simétrica; es decir,  $X(-\omega) \neq X^*(-\omega)$ . Esta característica debe ser cuidadosamente controlada en la plataforma informática utilizada; por ejemplo, en MATLAB la opción simétrica para la FFT inversa permite que la transformación inversa sea siempre una función real.

La técnica descrita anteriormente, se ha programado en una función MATLAB (*Spectral\_Match.mat*) para su uso en secciones posteriores. En la Figura 2-16 y en la Figura 2-17 se muestran los resultados obtenidos con esta función, considerando como acelerograma semilla, un acelerograma real de la base de datos de la Ciudad de México y como espectro objetivo, el espectro de diseño de la zona I (NTC-DF 2004). Obsérvese cómo el error va disminuyendo con el número de iteraciones, para este caso con 10 iteraciones se obtienen resultados satisfactorios.

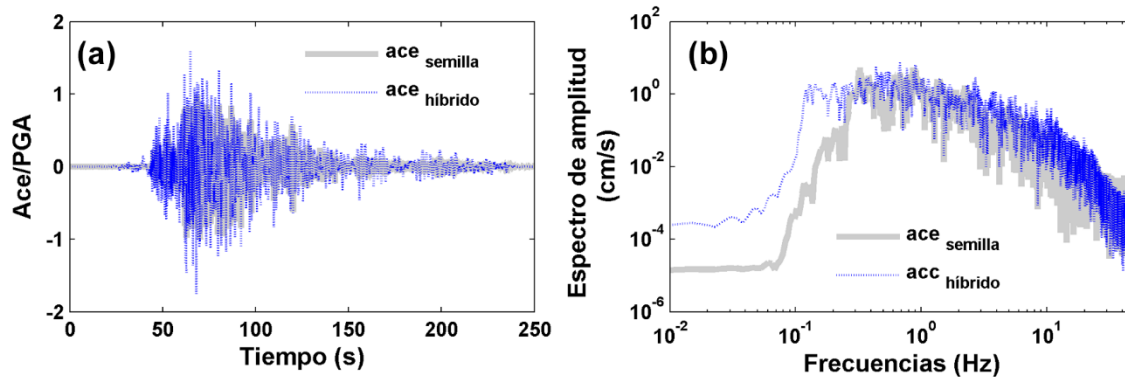


Figura 2-16 (a) Acelerogramas semilla e hibrido obtenido; (b) Espectros de amplitud de Fourier.

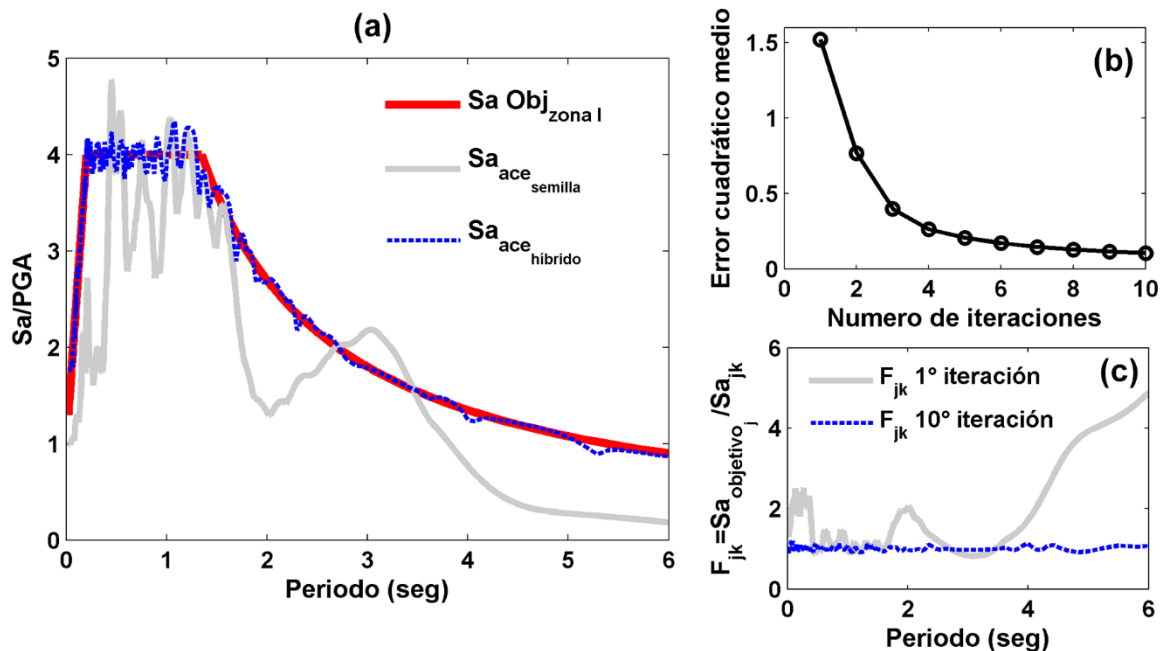


Figura 2-17 (a) Espectro objetivo, zona I (NTC-DF 2004) y espectros de respuesta del acelerograma semilla y del acelerograma híbrido. (b) Error cuadrático medio para cada iteración. (c) Función del factor de ajuste por periodos en la primera y última iteración.

### 2.7.2 Selección de acelerogramas

Para nuestra investigación, al contar con una extensa base de datos, que ha permitido calcular 2554 espectros de respuesta de la zona de estudio, se ha optado primero por seleccionar, mediante la metodología de Vargas et al. (2013), aplicada en este caso sólo hasta el paso 4, los acelerogramas reales con respuesta espectral que mejor representan los espectros de diseño (NTC-DF 2004) de las 6 zonas sísmicas de la Ciudad de México. Para esto, con base de los requerimientos de la normativa sísmica de México (NTC-DF 2004; CFE-SISMOS 2015) para las evaluaciones sísmicas, se han seleccionado los 4 acelerogramas con respuesta espectral de menor error con respecto al espectro de diseño de cada una de las zonas. En la Tabla 2-7 se muestran las

principales características de los 24 acelerogramas seleccionados (4 acelerogramas x 6 zonas). En la Figura 2-18 se muestran los 4 espectros de respuesta correspondientes a los 4 acelerogramas seleccionados para cada zona, su espectro promedio y su respectivo espectro de diseño.

Tabla 2-7 Principales características de los 24 acelerogramas de la base de datos que mejor representan a los espectros de diseño de la Ciudad de México.

ZONA	Ace	Estación <sup>(1)</sup>	Fecha <sup>(2)</sup>	Duración (s.)	Epicentro			Mw <sup>(3)</sup>	Comp.	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Dist. Epi. (km)	Azimut <sup>(4)</sup>
					Lat.	Long.	Prof. (Km)					
I	1	PA34	20/03/12	16.07	16.3 N	98.5 W	16	7.4	N90W	9.96	332.9	170.2
	2	DM122	16/06/13	29.59	18.1 N	99.3 W	60	5.8	N90W	9.46	155.5	185.9
	3	CHAS	14/09/95	56.29	16.3 N	98.9 W	22	7.3	N90E	8.00	347.0	174.3
	4	IM40	20/03/12	82.57	16.3 N	98.5 W	16	7.4	N90W	8.46	351.4	168.0
II	5	EO30	30/09/99	150.71	15.9 N	97.0 W	16	7.6	N00E	9.87	444.9	148.9
	6	EJP2	30/09/99	249.31	15.9 N	97.0 W	16	7.6	S15E	10.34	447.2	149.4
	7	EO30	20/03/12	266.49	16.3 N	98.5 W	16	7.4	N00E	12.08	355.9	168.6
	8	EJP2	15/06/99	241.21	18.8 N	97.5 W	69	7.0	S15E	10.08	221.9	128.3
IIIa	9	HJ72	18/04/14	167.47	17.2 N	101.2 W	10	7.2	N90W	32.19	331.1	221.4
	10	AL01	18/04/14	165.77	17.2 N	101.2 W	10	7.2	S00E	28.87	330.9	221.0
	11	TL55	30/09/99	173.86	15.9 N	97.0 W	16	7.6	N90E	15.62	447.6	149.7
	12	MJSE	15/06/99	144.01	18.8 N	97.5 W	69	7.0	N90W	13.76	222.3	128.8
IIIb	13	TH35201	20/03/12	227.74	16.3 N	98.5 W	16	7.4	S00E	49.6	340.6	171.3
	14	AE02	30/09/99	290.45	15.9 N	97.0 W	16	7.6	N90W	21.3	442.5	150.6
	15	PCSE	11/01/97	176.27	17.9 N	103.0 W	16	6.5	S65W	14.6	442.8	248.4
	16	DM129	14/09/95	216.91	16.3 N	98.9 W	22	7.3	N00E	19.3	347.8	176.2
IIIc	17	TH35200	21/01/03	271.54	18.6 N	104.2 W	9	7.6	S00E	30.69	554.2	263.0
	18	NZ202003	21/01/03	300.05	18.6 N	104.2 W	9	7.6	N00E	18.50	555.9	261.6
	19	ZARS	11/01/97	281.07	17.9 N	103.0 W	16	6.5	N00E	14.96	448.9	248.7
	20	NZ3195	09/10/95	645.58	18.7 N	104.7 W	5	8.0	N00E	10.90	597.9	263.7
IIId	21	CE32	08/05/14	305.15	17.2 N	100.9 W	17	6.4	N00E	16.05	317.5	217.4
	22	CE23	15/06/95	317.12	18.2 N	97.5 W	69	5.4	N00E	13.88	216.9	130.8
	23	NZ202000	09/08/00	233.71	17.9 N	102.7 W	16	7.0	N00E	9.83	416.3	248.4
	24	NZ3197	11/01/97	444.16	17.9 N	103.0 W	16	6.5	N90E	21.00	454.9	249.0

(1) Siglas de las estaciones sísmicas en la Ciudad de México

(2) Los acelerogramas con la misma fecha corresponden a un mismo sismo, pero registrado en diferentes estaciones.

(3) Magnitud de momento.

(4) Azimut de entre la estación sísmica y el epicentro del sismo registrado.

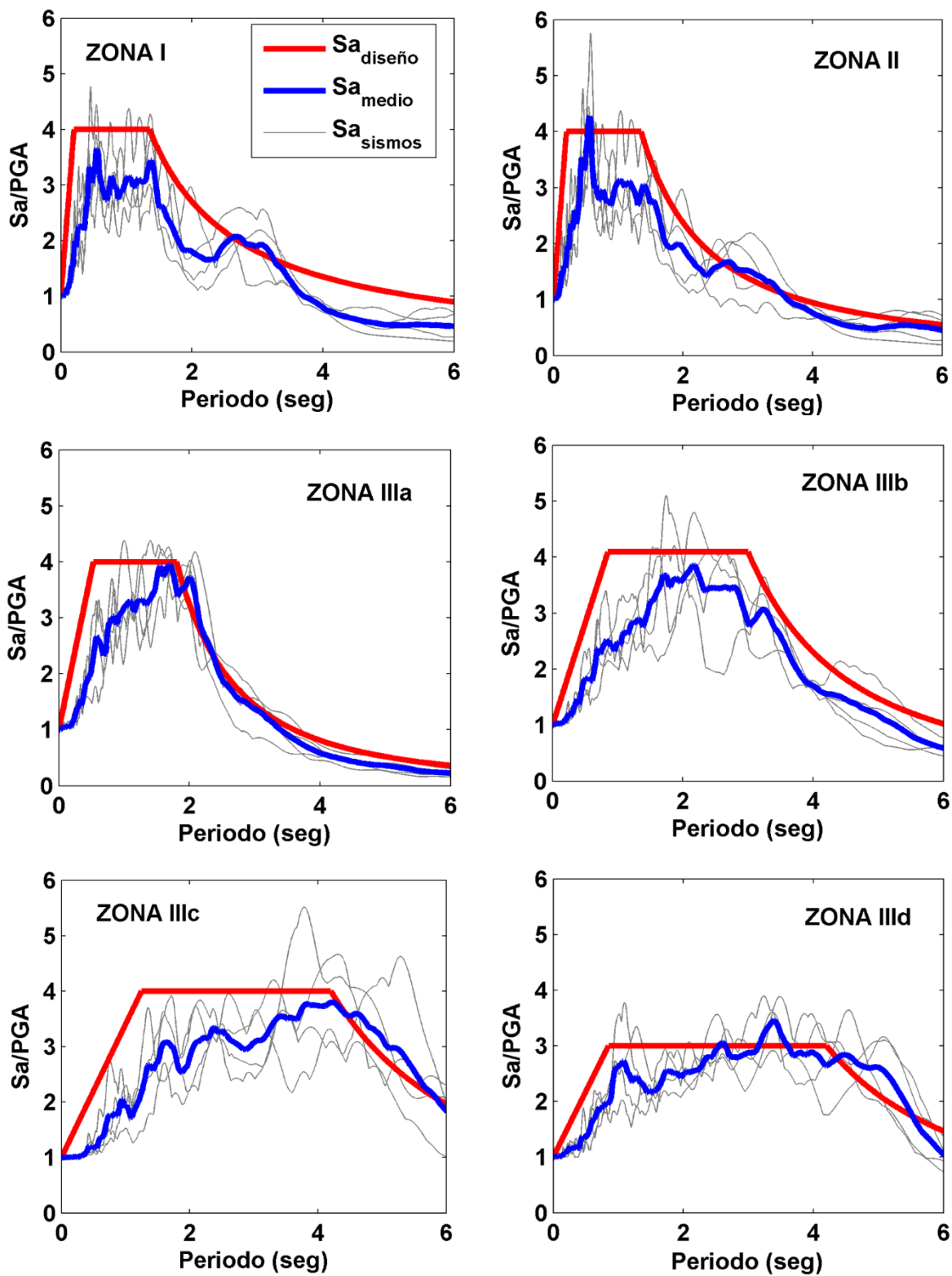


Figura 2-18 Espectros de respuesta y espectro medio de los 4 acelerogramas de la base de datos analizada que mejor representan a cada zona sísmica de la Ciudad de México.

Se puede observar para todos los casos que ni los espectros de respuesta, ni sus respectivos espectros medios representan bien los espectros de diseño. Se probó seleccionar el número óptimo de acelerogramas mediante los pasos 5 y 6 de la metodología de Vargas et al. (2013), obteniendo que al alrededor de 10 acelerogramas es el número óptimo para las diferentes zonas en la base de datos; no obstante el promedio no proporciona una mejora importante con respecto al obtenido con solo 4, por tal se seguirán considerando los 4 acelerogramas seleccionados de cada zona. Ahora bien, si se toman estos acelerogramas reales para los análisis, se obtendrán respuestas estructurales y el daño de los edificios con una gran dispersión, propia de la diferencia entre las aceleraciones espectrales para un mismo periodo estructural. Es decir, puede darse que para los NLSA y NLDA de un mismo edificio con periodo fundamental  $T$ , se apliquen fuerzas sísmicas muy diferentes, que pueden sobrestimar o subestimar la demanda sísmica prevista en el espectro de diseño; esto podría ocasionar que en los análisis probabilistas se tengan resultados con una gran variabilidad y una gran dispersión.

Dado que esta tesis tiene un enfoque probabilista, para tener un mejor control sobre el error y sobre la compatibilidad entre los espectros de respuesta y el espectro objetivo se ha diseñado y aplicado una técnica que permite, por un lado, mejorar la compatibilidad con los espectros de diseño de la Ciudad de México y, por otra, controlar el error mediante una función de error predefinida. Esta técnica se describe y aplica en la siguiente sección, de forma que se usan los 24 acelerogramas seleccionados para generar acelerogramas híbridos que cumplan estas dos condiciones.

### 2.7.3 Enfoque probabilista

En esta sección se muestra cómo se obtiene un conjunto de acelerogramas híbridos con respuesta espectral compatible, de forma individual y en espectro medio, con los espectros de diseño de la Ciudad de México. Para esto se aplica una técnica clásica de ajuste espectral, que ha sido implementada (Pujades comunicación personal) y aplicada en este trabajo bajo un enfoque probabilista. Esta técnica la llamaremos para esta investigación “ajuste espectral probabilista” (Probabilistic Spectral Matching, PSM) y consiste en los siguientes pasos:

PASO 1.- Se genera un conjunto de espectros de respuesta aleatorios por medio de simulaciones Monte Carlo y la técnica de muestreo del Latin Hypercube Sampling, (LHS) de forma que se cumplan las tres condiciones siguientes: i) el valor medio debe coincidir con un espectro objetivo; ii) la desviación estándar en cada período debe ser un valor predefinido; y iii) las ordenadas espectrales deben estar correlacionadas de tal manera que éstas sean realistas.

PASO 2.- Se usa la técnica de ajuste espectral para hacer coincidir el espectro de respuesta de un acelerograma real (acelerograma semilla) con cada uno de los espectros simulados. Obteniendo así

un conjunto de acelerogramas que cumple las siguientes condiciones: i) el espectro medio se ajusta bien al espectro objetivo, ii) el conjunto de espectros obtenidos tiene una desviación estándar predefinida; y iii) los acelerogramas son representativos de las acciones sísmicas esperadas en la zona, pues están representadas por los acelerogramas semilla seleccionados.

El método de ajuste espectral probabilista PSM, ha sido aplicado a los espectros de diseño de la Ciudad de México; se muestra a continuación el proceso y criterios seguido para el caso de una de las zonas sísmicas, la zona IIIb:

- 1) El espectro objetivo es definido por el espectro de diseño NTC-DF (2004) de la zona IIIb.
- 2) Los espectros semilla son definidos por los 4 acelerogramas reales (sean estos los ace13, ace14, ace15, ace16 de la Tabla 2-7) representativos de la zona sísmica IIIb.
- 3) Para cada uno de los 4 acelerogramas semilla son generados 5 espectros simulados LHS que cumplen las siguientes condiciones: a) su desviación estándar es del 5% para períodos de 0 a 2 segundos, dado que es la banda donde se encuentran los períodos de los edificios a estudiar y 10% para períodos de más de 2 s; b) la correlación espectral es considerada ordenando, de forma ascendente, las aceleraciones espectrales simuladas para cada periodo, de manera que valores espectrales entre periodos vecinos son de magnitudes similares. Se ha comprobado que esta operación es suficiente para asegurar el éxito del ajuste espectral, lo que se atribuye a que esta operación de ordenar las coordenadas espectrales establece cierta correlación comparable a la que presentan los espectros de respuesta de acelerogramas reales. De otra forma, si se usan los espectros sin esta operación de ordenar, el ajuste espectral tiende a suavizar los espectros de forma que, si bien en valor medio representan bien el espectro objetivo, los espectros individuales, no respetan bien la dispersión establecida. En investigaciones futuras, se podría introducir de manera explícita y directa en la simulación LHS una matriz de correlación entre las ordenas espectrales de cada periodo. En la Figura 2-19 se muestran, como ejemplo, los 5 espectros simulados LHS, su valor medio y desviación estándar, que se utilizan en el PSM para el caso del acelerograma ace13 y el espectro objetivo de la zona IIIb.
- 4) El ajuste espectral entre cada acelerograma semilla y sus respectivos 5 espectros simulados es realizado con la rutina de MATLAB Spectral\_Match.mat. En general, como sea comentado más arriba, 10 iteraciones son suficientes para asegurar un buen ajuste espectral. La Figura 2-20 muestra el ejemplo de ace13, ace14, ace15, ace16 y sus respectivos acelerogramas híbridos obtenidos para uno de los espectros simulados LHS de la zona IIIb.
- 5) Como resultado final se obtiene un conjunto de 20 acelerogramas híbridos (Ver Figura 2-21) para la zona sísmica IIIb que cumplen las tres condiciones descritas más arriba, en el Paso 2.

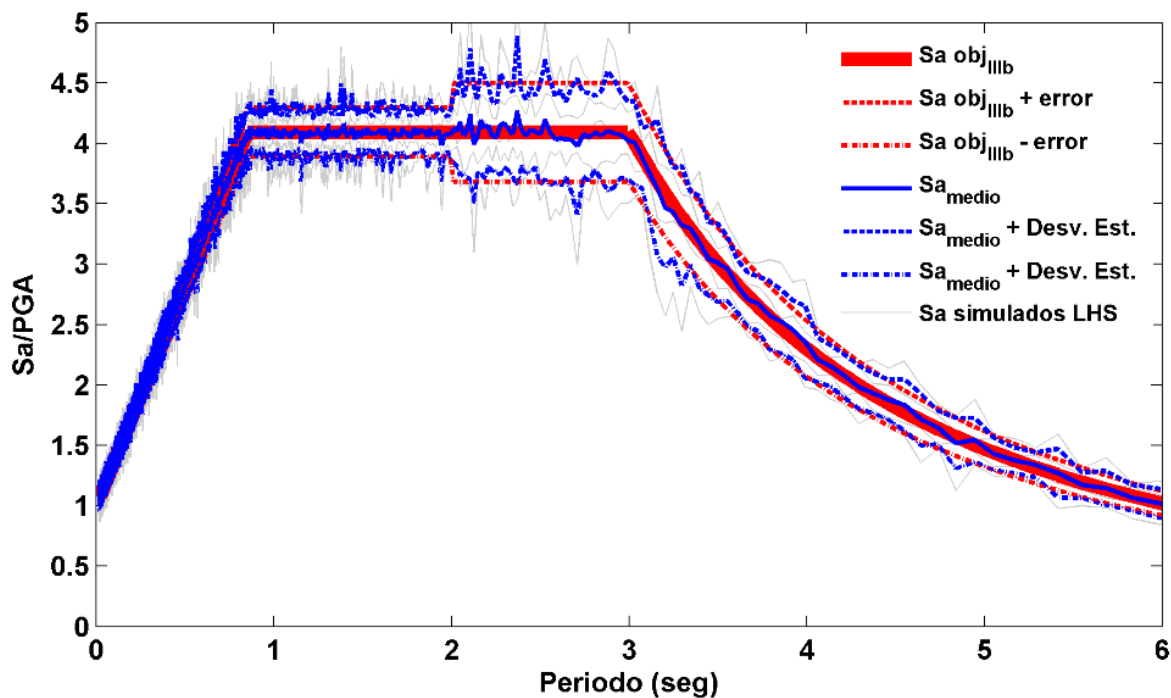


Figura 2-19 Espectros simulados LHS, su valor medio y desviación estándar usados en la metodología PSM para el acelerograma acc 16 y el espectro objetivo de la zona IIIb.

La técnica PSM se ha aplicado también a las otras zonas sísmicas de la Ciudad de México, considerando su respectivo espectro de diseño y los 4 acelerogramas reales representativos como acelerogramas semilla. Es importante mencionar que se consideran los mismos criterios utilizados para la zona IIIb, en lo que respecta a la desviación estándar, número de espectros simulados LHS y número de iteraciones usadas. En la Figura 2-21 se muestran los espectros de respuesta de los 20 acelerogramas híbridos obtenidos para cada zona y en la Figura 2-22 se muestra su valor medio y desviación estándar comparado con el error predefinido. En todas las zonas, los espectros medios tienen una buena compatibilidad en todos los periodos y su dispersión se ajusta a la dispersión objetivo establecida y que se observa en la Figura 2-22. Por lo cual, las acciones sísmicas obtenidas, caracterizan de forma adecuada las acciones sísmicas de diseño de cada zona sísmica de la Ciudad de México. En capítulos posteriores, estas acciones sísmicas se usan para la evaluación sísmica probabilista. Así, para cada edificio, considerando su periodo fundamental, se seleccionará el conjunto de acelerogramas correspondiente a la zona que comporta una mayor intensidad sísmica y una mayor respuesta espectral.



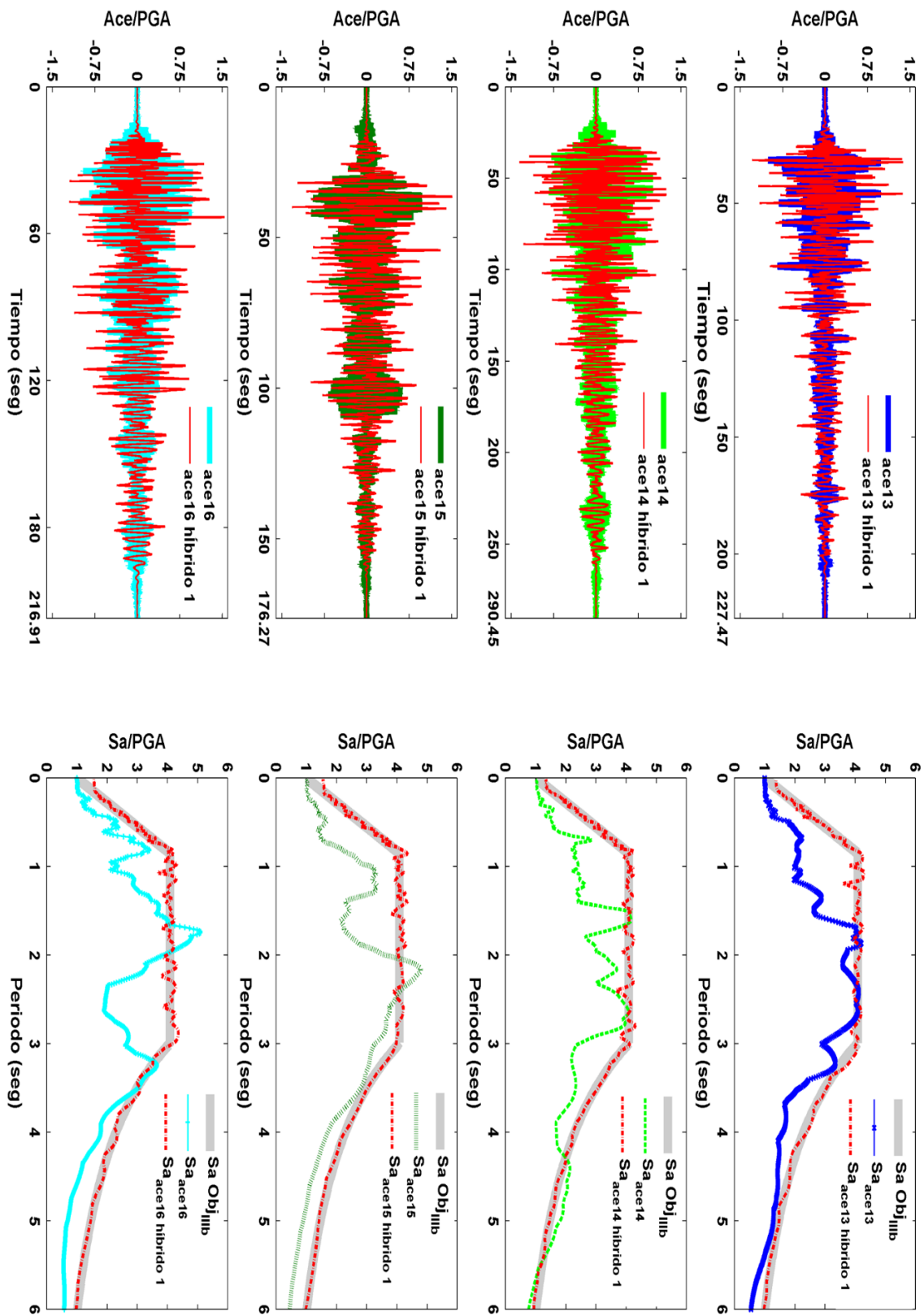


Figura 2-20 Acelerogramas semilla e híbridos (izquierda). Espectro objetivo y espectros de respuesta de los acelerogramas semilla e híbridos (derecha).

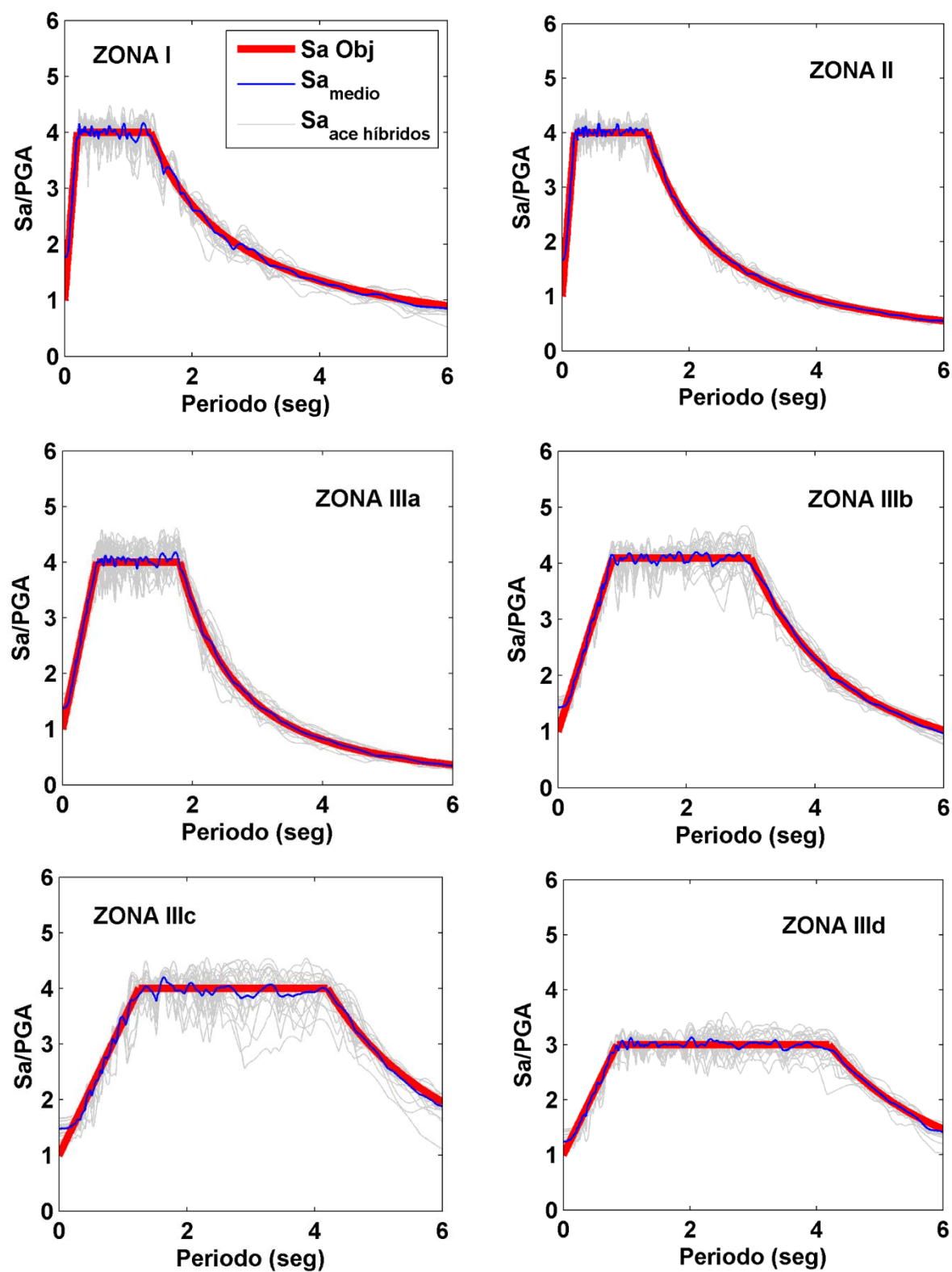


Figura 2-21 Conjunto de 20 espectros de respuesta de los acelerogramas híbridos y su espectro medio obtenidos con la metodología PSM para cada zona sísmica de la Ciudad de México.

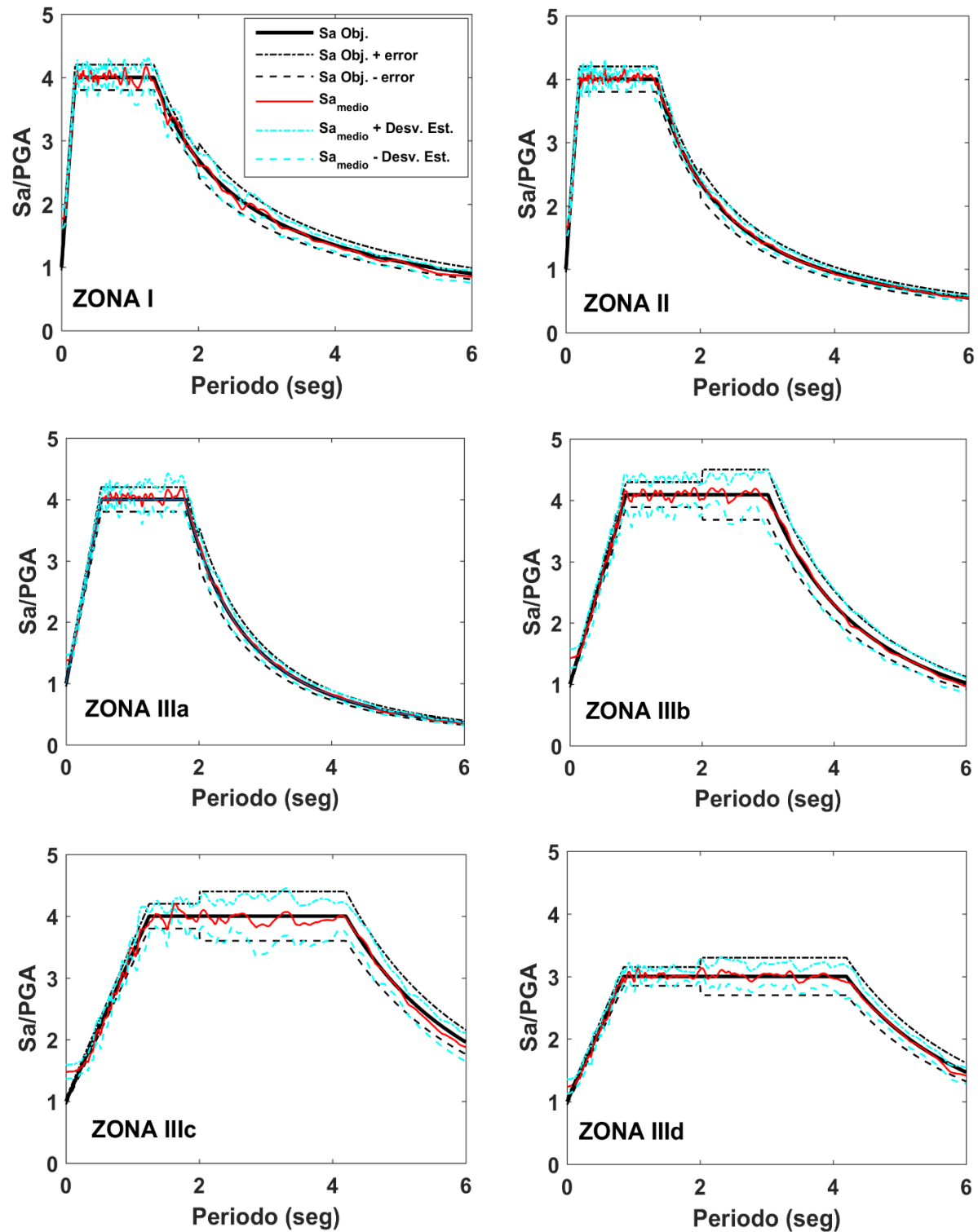


Figura 2-22 Espectro medio y desviación estándar para el conjunto de 20 espectros de respuesta de los acelerogramas híbridos obtenidos con la metodología PSM para cada zona sísmica de la Ciudad de México, además, sus respectivos espectros de diseño y el error predefinido.

## 2.8 Resumen y conclusión

En este capítulo se ha descrito la peligrosidad sísmica de la Ciudad de México, la cual es relevante; primero por estar en México, donde la convergencia de las placas tectónicas de Cocos, Pacífico, Norteamericana, Caribe y Rivera, hacen que este país tenga una importante actividad sísmica y, segundo, por las condiciones particulares de suelos blandos de gran espesor de esta ciudad, que ocasionan que las ondas sísmicas se amplifiquen y aumenten su potencial destructivo; lo que se refleja en un aumento de la repuesta espectral esperada para ciertos periodos, afectando, sobre todo, a edificios altos con periodos relativamente largos. También se muestran los 6 espectros de diseño que definen las acciones de diseño de la Ciudad de México de acuerdo a la NTC-DF (2004). A lo largo del capítulo, estos espectros de diseño, sirvieron para caracterizar las acciones sísmicas de la zona de estudio. Así, uno de los principales resultados de este capítulo es la caracterización de las acciones de diseño para la Ciudad de México, que se ha llevado a cabo de acuerdo a las siguientes etapas: 1) análisis estadístico de las características ( $M_w$ , azimuth, distancia epicentral, tipo de suelo, profundidad y PGA) de una extensa base datos con más de siete mil registros de la Ciudad de México del periodo entre los años 1960 y 2014. 2) descarte de los registros cuya PGA fuese menor a los  $10 \text{ cm/s}^2$ . De igual forma se eliminaron los registros con un excesivo ruido, y aquellos que requerían una frecuencia de filtrado muy alta para la corrección de línea base. Obteniéndose finalmente 1277 registros (Componentes N-S, E-W y Vertical), que se han considerado suficientes para esta investigación. 3) Los registros fueron sometidos a un tratamiento de corrección de línea base, filtrado, tipo Butterwooth, paso altas y reducción de su duración, usando para ello la intensidad de Arias, con el propósito de reducir el costo computacional en procesos posteriores. 4) Obtención de los espectros de respuesta de las dos componentes horizontales de los 1277 registros (2554 espectros de respuesta) y clasificación por zonas sísmicas. 5) selección de los espectros de respuesta que mejor representan a cada uno de los espectros de diseño de la Ciudad de México; así se han seleccionado 4 acelerogramas para cada zona. 6) Se ha implementado la técnica del ajuste espectral probabilista PSM, de forma que resulta una técnica sencilla y robusta, que permite, por una parte, tener en cuenta la incertidumbre asociada a la variabilidad en la acción sísmica, y, por otra, garantizar una compatibilidad con espectros de respuesta específicos. Así, los acelerogramas seleccionados de cada zona se han usado como acelerogramas semilla y, considerando como espectro objetivo el respectivo espectro de diseño, se han obtenido conjuntos de 20 acelerogramas con respuesta espectral que por una parte, tienen una dispersión preestablecida y por otra, tienen un espectro medio compatible con cada espectro de diseño de la NTC-DF (2004); además, estas acciones sísmicas tienen la ventaja de conservar importantes características (duración y fase, entre otras) de los acelerogramas reales que se usaron como semilla en la técnica de ajuste espectral.

Así, en este capítulo, por una parte, se ha realizado un estudio detallado de la amenaza sísmica de la Ciudad de México y, por otra, se han obtenido acciones sísmicas compatibles con los espectros de diseño y con una dispersión controlada. Estas acciones se utilizan en capítulos posteriores para la evaluación sísmica probabilista de los edificios. Finalmente, las técnicas de selección y ajuste de acelerogramas, tal como se han implementado en este capítulo, trascienden el ámbito de esta investigación, ya que pueden ser también útiles para caracterizar, de forma probabilista, las acciones de diseño, tanto en forma espectral como en forma de historias temporales de aceleración, en otras zonas del mundo.



### 3. EDIFICIOS

#### 3.1 Introducción

La evaluación sísmica de las edificaciones se suele realizar calculando la demanda de capacidad o el rendimiento que tendrá un edificio cuando es sometido a acciones sísmicas específicas. Dicha demanda de capacidad o rendimiento dependen del sistema estructural del edificio y de las propiedades mecánicas de sus elementos estructurales (vigas, columnas, riostras, muros, etc.) y conexiones entre ellos, mientras que las acciones sísmicas esperadas dependen de la zona donde se halle el edificio. En el capítulo anterior se han estudiado las acciones sísmicas de diseño para la zona de estudio de esta tesis; en este capítulo se aborda todo lo referente a los edificios arquetipos que serán analizados, teniendo como objetivo principal su definición, caracterización y modelado estructural, también desde un enfoque probabilista. Dado el creciente uso en la construcción que han tenido los sistemas estructurales de acero en las últimas tres décadas en la Ciudad de México (Soto-Rodríguez 2012), se ha optado por edificios de acero típicos de este sitio.

Este capítulo está organizado de la siguiente manera; primero, en la sección 3.2, se describen los edificios de acero que serán objeto de estudio. En la sección 3.3 se describe la geometría y elementos estructurales de los arquetipos 2D de los edificios a evaluar y también las cargas (gravitacionales, variables y accidentales) y criterios considerados en su cálculo y diseño estructural. En la sección 3.4 se describen los criterios utilizados en el modelado de los arquetipos de edificios en el programa de análisis estructural no lineal Ruaumoko 2D (Carr 2002). En la sección 3.5 se desarrolla el enfoque probabilista, el cual está basado en el método de simulación de “Monte Carlo” (Rubinstein 1981; Hurtado y Barbat 1998) con la técnica de muestreo del Hipercubo Latino (Latin Hypercube Sampling, LHS) (McKay et al. 1979), para, de esta manera, considerar la incertidumbre en las variables que definen el comportamiento de los elementos estructurales, así como la correlación existente entre ellas. En esta misma sección, con las variables muestreadas se generan los modelos estructurales probabilistas que se utilizarán en los análisis no lineales estáticos (NLSA) y dinámicos (NLDA). Finalmente, en la sección 3.6, se resumen y discuten los principales aspectos de este capítulo en relación con los objetivos de la tesis.

#### 3.2 Edificios de acero

Los edificios de acero son estructuras conformadas por elementos metálicos (perfiles estructurales) unidos por medio de conexiones, de forma que todo el sistema estructural tenga un rendimiento en conjunto antes las solicitaciones de cargas gravitacionales, variables y accidentales. Sus principales características son: su elevada resistencia, rigidez y ductilidad, propiedades que dependen de la resistencia a la fluencia ( $f_y$ ), del módulo de elasticidad ( $E$ ) y del tipo de sección (área  $A$ , Inercia,  $I$  o módulo de sección plástica  $Z$ , entre otras) de cada elemento. Además, los edificios de acero, son estructuras muy versátiles y de rápida



construcción (Bruneau et al. 1998). Por otra parte, los perfiles estructurales de acero son fabricados de forma industrializada, por lo que sus propiedades mecánicas tienen un mejor control de calidad, lo contrario de lo que ocurre con los edificios de hormigón armado, que, al ser construidos “in situ”, tienen una mayor variabilidad de sus propiedades mecánicas. En la actualidad, los edificios de acero son muy utilizados en la construcción, porque permiten hacer frente a los criterios de diseño y otros retos que establece la arquitectura actual. De acuerdo al American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC 341-10 2010), los perfiles estructurales más usados en la construcción de edificios son (ver Figura 3-1): W = viga de patín ancho en forma de I; S = viga estándar Americana; HSS=tubo hueco rectangular o circular; C = canal y L = ángulo. Existen muchos otros tipos de perfiles y, además, se pueden formar secciones compuestas por estos o a partir de placas de acero. El AISC identifica cada perfil por una letra indicativa, seguida de una numeración que identifican una sección en particular. Por ejemplo, W16x89 o C12x30, donde el primer número indica el peralte de la sección en pulgadas y el segundo indica el peso de la sección en lb/ft. Los HSS o los perfiles angulares, se designan por la longitud de sus lados y su espesor en pulgadas, HSS4x4x $\frac{1}{2}$  o L6x4x $\frac{1}{4}$ . Es importante mencionar que cada país tiene su propia nomenclatura para identificarlos; por ejemplo, el perfil W en Europa se denomina HEA, HEB o HEM si es de alas anchas o IPN si es de alas cortas (Montanstahl 2017).

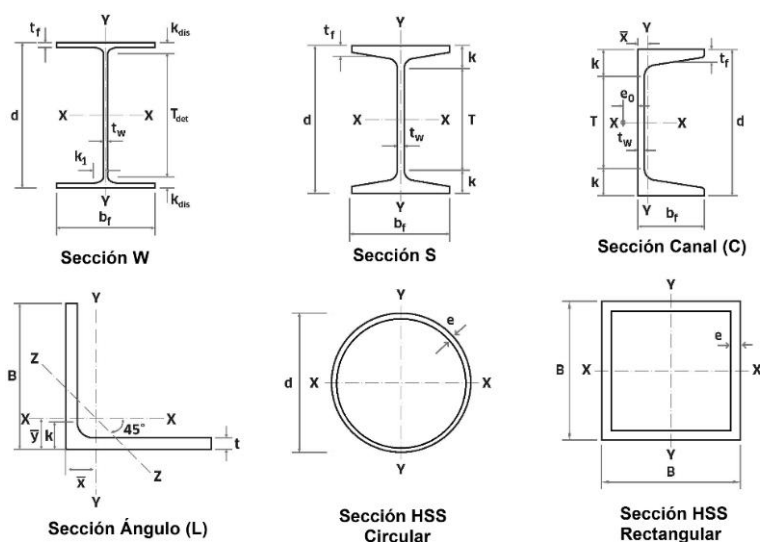


Figura 3-1 Perfiles estructurales (ANSI/AISC 341-10 2010) usados en la construcción de edificios de acero en México y EUA.

Los sistemas de piso o losa usados en los edificios de acero suelen ser de hormigón armado colocado sobre cubiertas dobladas de acero (lamina acanalada) que sirven de cimbra; dicha cubierta va fijada a las vigas por soldadura o bien pernos o tornillos llamados conectores de cortante. Estos cumplen la función de mantener vinculada la losa a la estructura principal para asegurar la transferencia de acciones laterales, como

la ocasionada durante los sismos (efecto de diafragma) (Luttrell 2004). Este sistema de piso es llamado Losacero o Steel Deck (ver Figura 3-2).

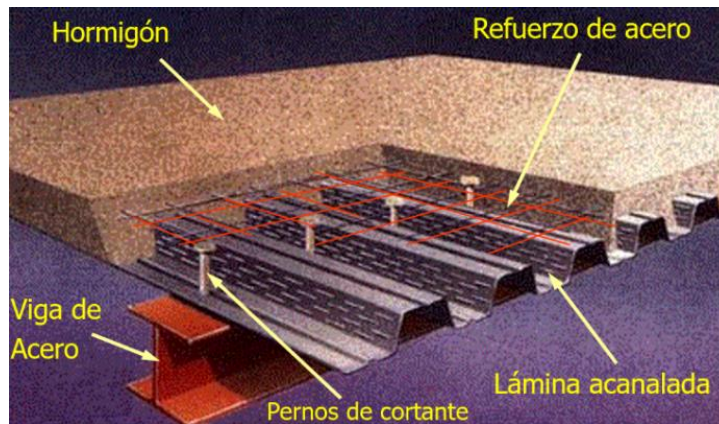


Figura 3-2 Detalle de piso o cubierta (Losacero) típica de edificios de acero (IMSA-MEX 2004).

Después de los sismos de Loma Prieta, California de  $M_w$  6.9° en 1989; Northridge, California de  $M_w$  6.8° en 1994 y Hyogo-ken Nanbu, Kobe de  $M_w$  7.2° en 1995, países como EUA y Japón, tuvieron que replantear la forma de diseñar sus estructuras de acero en zonas sísmicas. Estos sismos pusieron en evidencia deficiencias en los reglamentos de diseño de esa época. En EUA se reportaron daños serios en varios edificios de acero, tanto nuevos como viejos, con sistema estructural de pórticos resistentes a momento (SAC 1995; Mahin 1998). En Japón también se tuvieron 1,231 edificaciones con daños severos, de los cuales 316 eran de acero de diversas alturas; se observó que 219 eran de pórticos resistentes a momento, 69 eran de pórticos arriostrados y no se identificó el sistema estructural de otros 29 (BRI 1996). En el caso de Japón, las mejoras en la construcción de edificios de acero se han podido observar con el gran sismo de 2011, en Tohoku de  $M_w$  9° (el peor para esta zona desde que empezaron los registros hace 140 años) donde, de acuerdo con el informe del Earthquake Engineering Research Institute (Okazaki et al. 2011), los daños en estructuras metálicas fueron muy bajos y se produjeron sólo en casos puntuales, en edificios construidos hace varias décadas. Los edificios de acero con reglamentos de diseño moderno tuvieron un comportamiento adecuado. En EUA, después de los sismos, se realizaron investigaciones dirigidas por el US Federal Emergency Management Agency (FEMA) que, mediante el programa SAC Joint Venture, formado por las 3 instituciones siguientes: 1) Structural Engineers Association of California (SEAOC), 2) Applied Technology Council (ATC) y 3) California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREe). A partir de estas investigaciones, se generaron una serie de informes técnicos (SAC 1995) que dieron como resultado el documento “*INTERIM GUIDELINES: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frame*” (FEMA 267 1995). Dicho informe fue el primero en examinar el comportamiento sísmico de los edificios de acero. Posteriormente se presentaron otras guías y recomendaciones como, por ejemplo,

el FEMA 356 (2000), en el que se presentaron las bases para el modelado no lineal de los edificios y para su evaluación sísmica.

En la actualidad, reglamentos como el del American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 341-10 (2010), recomiendan los sistemas estructurales que deben usarse en zonas de alta peligrosidad sísmica y definen los requisitos de diseño que deben cumplirse para garantizar un correcto rendimiento ante acciones sísmicas. Por su comportamiento se establecen dos grupos: i) los pórticos resistentes a momento (Moment Frame, MF) y ii) los pórticos arriostrados (Braces Frame, BF). Estos dos grupos de edificios se describen continuación.

### **3.2.1 Pórticos resistentes a momento (Moment Frame, MF)**

Los edificios de este tipo soportan las cargas aplicadas principalmente a través de los momentos flectores y de los esfuerzos, a cortante, de sus elementos. Los edificios de este tipo, pueden soportar grandes desplazamientos laterales, lo que les permite tener una gran capacidad de disipar energía. Están conformados por vigas y columnas conectadas a través de uniones, soldadas o con pernos que transmiten los momentos y cortantes. Por su nivel de rendimiento, el ANSI/AISC 341-10 (2010) los clasificada en 3 tipos: i) pórticos ordinarios a momento (Ordinary Moments Frames, OMF); ii) pórticos intermedios a momento (Intermediate Moments Frames, IMF); y iii) pórticos especiales a momento (Special Moments Frames, SMF). Los IMF y SMF son los recomendados para zonas de media y alta peligrosidad sísmica, respectivamente. En la Figura 3-3 se muestra un esquema de los MF para el caso de un edificio de 2 pisos.

### **3.2.2 Pórticos arriostrados (Braces Frame, BF)**

Los edificios de este tipo tienen un comportamiento controlado por los desplazamientos laterales y la disipación de energía, en este caso, está determinada por la capacidad de la riostra. Tienen un mejor control de los desplazamientos que los SMF, pero, como contrapartida, pueden tener daños importantes en las riostras. El ANSI/AISC 341-10 (2010) los clasifica en 4 tipos: i) pórticos arriostrados concéntricamente (Concentrically Braced Frames, CBF), que se subclasifican en ordinarios (OCBF) y especiales (SCBF) de acuerdo al rendimiento requerido; ii) pórticos arriostrados excéntricamente (Eccentrically Braced Frames, EBF); iii) pórticos con riostras de pandeo restringido (Buckling-Restrained Braced Frames, BRBF); y iv) pórticos con muros de corte con placa de acero (Special Plate Shear Walls, SPSW). En los CBF, las riostras son esbeltas y suelen presentar problemas de pandeo lateral por carga axial de compresión durante los sismos, lo que hace que disipen poca energía y sean elementos muy vulnerables (Ikeda y Mahin 1986; Remennikov y Walpole 1997a; 1997b; Dicleli y Calik 2008). Los EBF, por su parte, son un sistema en el que la riostra se coloca de manera que se genera una excentricidad en la viga. En este caso, la zona entre la conexión de la riostra a la viga y la conexión viga-columna (ver el detalle “e” en la Figura 3-3) se llama



En esta tesis se han seleccionado, para evaluar su rendimiento sísmico, las tipologías más comunes usadas en la Ciudad de México que son, los SMF y los SCBF, así como los BRBF, ya que éstos empiezan a implementarse en edificios en los últimos años. En las siguientes secciones se muestran las características y modelado estructural de estos edificios.

### 3.3 Edificios arquetipo

Se estudia el rendimiento sísmico de tres sistemas estructurales (SMF, SCBF y BRBF) de edificios de acero, y se consideran 3 alturas representativas de: a) edificios de gran altura (13 pisos), b) de mediana altura (7 pisos) y c) edificios de baja altura (3 pisos). Es decir, serán evaluados en esta tesis 9 edificios que serán denominados de acuerdo con la

Tabla 3-1. Para los edificios a evaluar se define su geometría, secciones y cargas; además se realiza su cálculo y diseño estructural de acuerdo a lo previsto en la normativa sísmica de la Ciudad de México.

Tabla 3-1 Edificios de acero evaluados en esta investigación.

N	Sistema estructural	Número de pisos	Denominación
1	Pórticos especiales a momento	3 pisos	SMF3
2	Pórticos con riostras concéntricas especiales		SCBF3
3	Pórticos con riostras de pandeo restringido		BRBF3
4	Pórticos especiales a momento	7 pisos	SMF7
5	Pórticos con riostras concéntricas especiales		SCBF7
6	Pórticos con riostras de pandeo restringido		BRBF7
7	Pórticos especiales a momento	13 pisos	SMF13
8	Pórticos con riostras concéntricas especiales		SCBF13
9	Pórticos con riostras de pandeo restringido		BRBF13

Los edificios tienen una planta rectangular de 3 vanos de 5 m en la dirección transversal y 4 vanos de 6 m en la dirección longitudinal, con sistema de entrepisos de losacero y con uso previsto de oficinas. Las secciones usadas para los elementos estructurales son: i) vigas y columnas de secciones tipo W (Sección tipo I) con una resistencia a la fluencia  $f_y=375.76$  Mpa; ii) riostras especiales de secciones tipo HSS (sección tubular cuadrada) con  $f_y=348.87$  Mpa; y iii) riostras de pandeo restringido de secciones tipo HSS, con núcleo (core) de placa de acero con  $f_y=322.67$  Mpa y relleno de mortero. El acero de las secciones estructurales tiene un módulo de elasticidad  $E=200\,000$  Mpa. En el caso de vigas y columnas con conexiones totalmente rígidas (FR) precalificadas, las conexiones entre los elementos cumplen con los requisitos ANSI/AISC 358-10 (2010) y las conexiones de las riostras con los pórticos son articuladas. Las cargas gravitacionales y variables consideradas se muestran en la Tabla 3-2. Las acciones sísmicas de diseño (cargas accidentales) fueron las establecidas por los espectros de diseño de las zonas sísmicas de la Ciudad de México (NTC-DF 2004) de forma que cada edificio se supone situado en la zona que representa la mayor amenaza. De esta

manera se utilizó el espectro de diseño de la zona II para los SCBF 3 y BRBF 3, el de la zona IIIa para los SMF 3, SCBF 7 y BRBF 7 y, finalmente, el de la zona IIIb para los SMF 7, SMF 13, SCBF 13 y BRBF 13. El diseño sísmo resistente de los edificios se realiza con el programa Staad.Pro V8i (Bentley 2015), cumpliendo con los criterios del ANSI/AISC 341-10 (2010). El diseño estructural satisface la condición de columna fuerte – viga débil y riostra aún más débil (en el caso de los SCBF y BRBF), lo que, además, de acuerdo con el ANSI/AISC 358-10 (2010), es un requisito para proporcionar a los edificios un mejor rendimiento durante un sismo.

Para la evaluación sísmica se consideran los pórticos centrales en la dirección longitudinal de los edificios; de esta manera se trabajará con modelos 2-D. De esta forma, se reduce el tiempo de cálculo y dada la regularidad en planta y elevación que tienen los edificios propuestos, los resultados son consistentes con los esperados en los edificios reales. En la Figura 3-4, Figura 3-5 y Figura 3-6 se muestran los modelos 2D de los 9 edificios arquetipo; también se muestran detalles de las secciones estructurales que serán evaluadas.

Tabla 3-2 Cargas gravitacionales y variables consideradas.

	Tipo	Carga
Gravitacional (Carga muerta)	Entrepiso y cubierta	4.50 KN/m <sup>2</sup>
	Muros y acabados	8.00 KN/m
Variante (Carga viva) <sup>(1)</sup>	Entrepiso (uso oficina)	2.45 KN/m <sup>2</sup>
	Cubierta	1.00 KN/m <sup>2</sup>

(1) De acuerdo al criterio de la NTC-DF (2004)

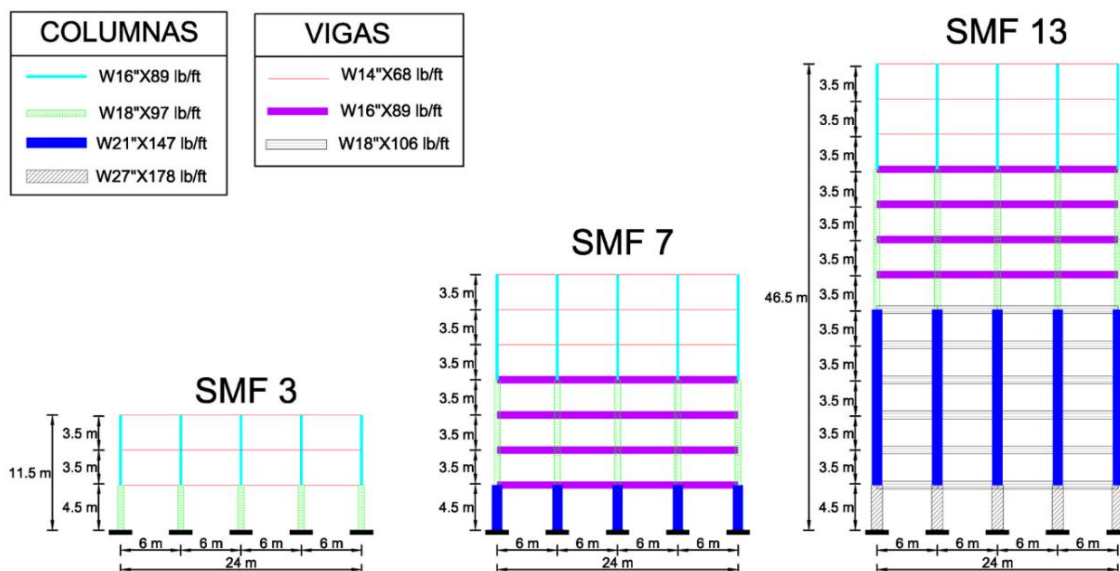


Figura 3-4 Arquetipo de los edificios de acero SMF.



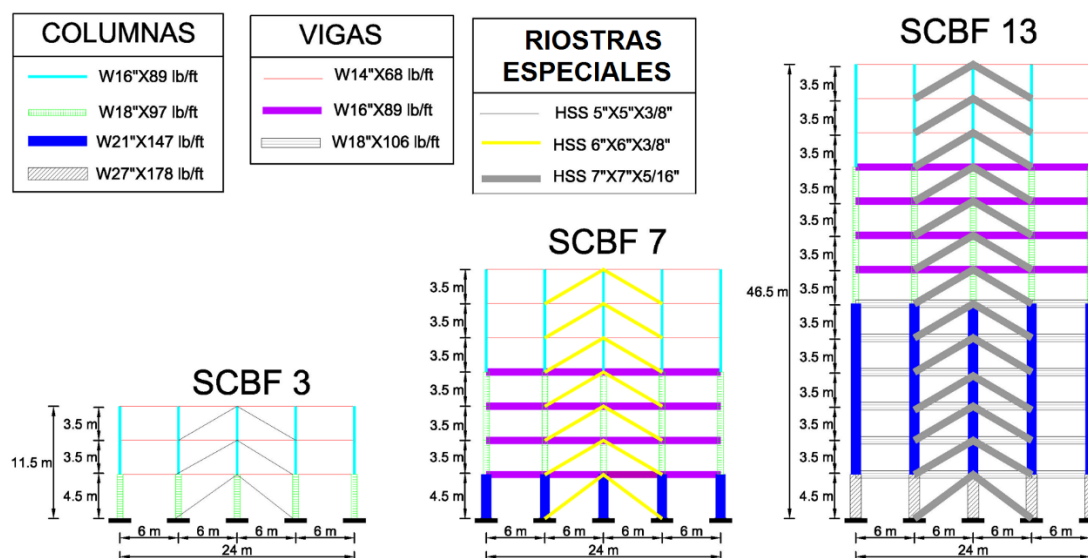


Figura 3-5 Arquetipo de los edificios de acero SCBF.

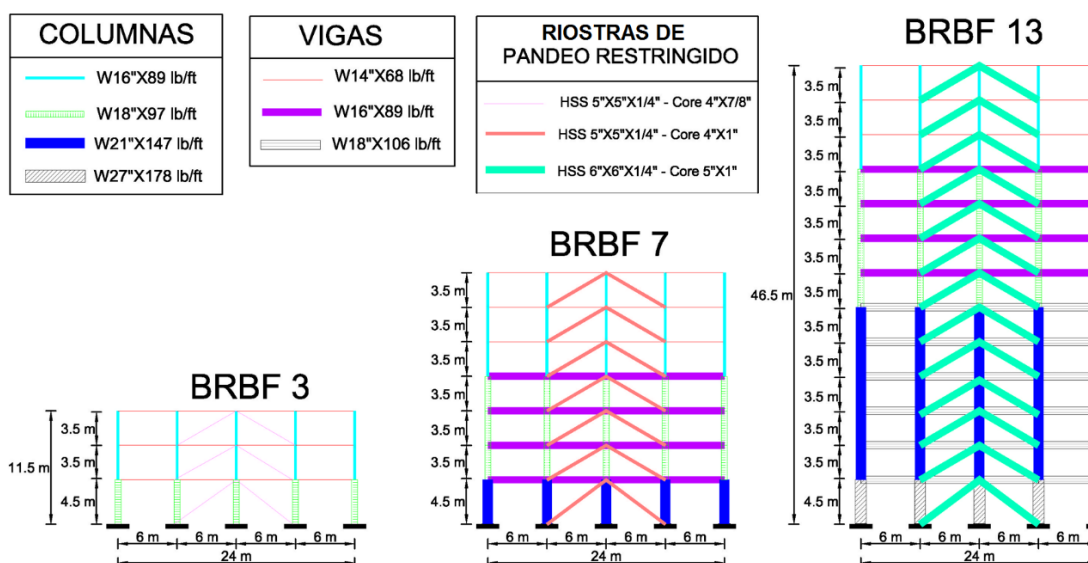


Figura 3-6 Arquetipo de los edificios de acero BRBF.

### 3.4 Modelos estructurales

Las evaluaciones sísmicas mediante NLSA y NLDA se realizarán con el programa Ruaumoko 2D (Carr 2002). Para ello se generan los modelos estructurales de los 9 edificios arquetipo considerando los siguientes criterios: 1) con base en la recomendación del PEER/ATC 72-1 (2010) para análisis no lineales, la carga considerada queda establecida como  $1.0 \text{ CM} + 0.2 \text{ CV}$ , donde CM y CV respectivamente se refieren a cargas muertas y a cargas vivas; 2) los edificios se suponen empotrados en la base; 3) las losas se consideran rígidas en la dirección del análisis; 4) se tiene en cuenta el efecto P- $\Delta$ ; 5) las zonas panel en las conexiones entre vigas y columnas son modeladas con la rigidez rotacional, obtenida con el modelo propuesto por



Krawinkler (1978) y presentado en FEMA 355C (2000); 6) las conexiones de la riostra con los pórticos, se consideran como articulaciones; 7) en todos los casos se consideró un 2% de amortiguamiento de Rayleigh (SAC 1995; PEER/ATC 72-1 2010); y 8) las vigas, columnas y riostras se modelan con elementos tipo barra con rotulas plásticas en sus extremos. Concretamente, las vigas están sometidas a momento flector, las columnas a momento flector y a carga axial y las riostras a carga axial de tracción y de compresión. A continuación, se describen, con detalle, las reglas de histéresis utilizada en las rótulas plásticas de cada uno de estos elementos estructurales.

### 3.4.1 Vigas y columnas

Los mayores daños esperados, en vigas y columnas, son debidos a los efectos de los momentos flectores en los extremos. Por esta razón, el modelo analítico adoptado para reproducir este fallo es el diagrama que relaciona el momento flector,  $M$ , con la rotación,  $\theta$ . El diagrama  $M-\theta$  en las vigas y columnas se ha definido con base en la relación resistencia ductilidad del modelo Ibarra–Medina–Krawinkler (IMK) modificado (Ibarra et al. 2005; Lignos y Krawinkler 2011; 2013). Este modelo establece límites de resistencia basados en su curva envolvente (Figura 3-7a) y define las características del comportamiento histerético considerando el endurecimiento y la degradación de los elementos (Figura 3-7b). De este modo, el comportamiento y el rendimiento de los elementos queda definido por 3 parámetros de fuerza ( $M_y$ =momento de fluencia efectivo,  $M_c$ =momento límite máximo o relación post-fluencia,  $M_c/M_y$ , y momento residual  $M_r=k \cdot M_y$ ) y por 4 parámetros de deformación ( $\theta_y$ =rotación de fluencia,  $\theta_p$ =pre-límite de rotación plástica,  $\theta_{pc}$ = post-límite de rotación plástica y  $\theta_u$ =rotación última).

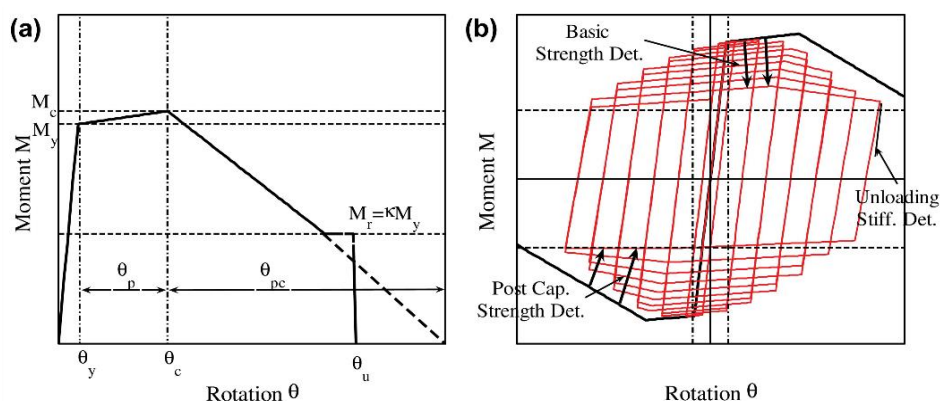


Figura 3-7 Modelo IMK modificado; (a) curva envolvente; (b) definición de modos básicos de deterioro cíclico (Lignos y Krawinkler 2011).

La capacidad o resistencia de las secciones estructurales se define mediante los 3 parámetros de fuerza del modelo IMK, los cuales pueden ser obtenidos a partir de sólo dos propiedades: el módulo plástico,  $Z$ , y la resistencia a la fluencia efectiva,  $f_y$ . De acuerdo a Lignos y Krawinkler (2011), los 3 parámetros son obtenidos, mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_y = 1.17 \cdot Z \cdot f_y \quad (3-1)$$

$$M_c = 1.11 \cdot M_y \quad (3-2)$$

$$M_r = 0.4 \cdot M_y \quad (3-3)$$

La ductilidad en las secciones estructurales se define mediante los 4 parámetros de deformación del modelo IMK. Estos parámetros se definen con las siguientes ecuaciones desarrolladas por Lignos y Krawinkler (2011), para secciones W, e incluidas en el PEER/ATC 72-1 (2010).

$$\theta_y = (M_y/k_o)/L = (M_y/6 \cdot E \cdot I)/L \quad (3-4)$$

$$\theta_p = 0.0865 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.140} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.340} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.721} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot f_y}{355}\right)^{-0.721} \quad \sigma_{ln} = 0.32 \quad (3-5)$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.800} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.280} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot f_y}{355}\right)^{-0.430} \quad \sigma_{ln} = 0.25 \quad (3-6)$$

$$\theta_u = 1.5 \cdot (\theta_y + \theta_p) \quad (3-7)$$

donde  $k_o$  es la rigidez elástica inicial;  $E$  es el módulo de elasticidad;  $I$  es la inercia;  $c_{unit}^1$  y  $c_{unit}^2$  son factores de conversión de unidades;  $h/t_w$  es la relación altura/espesor del alma de la sección;  $L/d$  es la relación entre el ancho del vano y la altura de la sección;  $b_f/2t_f$  es la relación anchura/espesor de las alas de la sección y  $\sigma_{ln}$  es la desviación estándar del ajuste lognormal de los datos experimentales. El PEER/ATC 72-1 (2010) recomienda que, cuando no se tengan resultados experimentales de la degradación cíclica de rigidez del elemento, el modelo IMK modificado sea adaptado reduciendo los parámetros  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$  de la siguiente manera:  $\theta'_p = 0.7\theta_p$  y  $\theta'_{pc} = 0.5\theta_{pc}$ . Mediante los parámetros adaptados del modelo IMK modificado, se define la ley de histéresis bi-lineal con endurecimiento (Figura 3-8a) y degradación de la resistencia con base en la ductilidad (Figura 3-8b) utilizada en el modelado de vigas y columnas en el programa Ruaumoko 2D. Para esto se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$r = \left[ \frac{M_c - M_y}{\theta'_p} \right] / k_o \quad (3-8)$$

$$DUCT1 = \frac{\theta_y + \theta'_p}{\theta_y} \quad (3-9)$$

$$DUCT2 = \frac{\theta_y + \theta'_p + [\theta'_{pc}(M_c - M_r)/M_c]}{\theta_y} \quad (3-10)$$

$$DUCT3 = \frac{\theta_y + \theta'_p + \theta'_{pc}}{\theta_y} \quad (3-11)$$

En estas ecuaciones,  $r$  define el endurecimiento post-fluencia; DUCT1 es la ductilidad correspondiente al punto donde se inicia la degradación de la fuerza; DUCT2 es la ductilidad donde acaba la degradación de la fuerza y DUCT3 es la ductilidad donde la fuerza máxima se ha degradado hasta su 1%. DUCT3 puede tomar el valor cero, lo que indica que la fuerza se debe mantener constante desde DUCT2; es decir, cuando el elemento tenga una ductilidad mayor a DUCT2, se considerará que, para esa rotación, el elemento tendrá

un valor de fuerza igual a  $M_r$  en la regla de histéresis. Éste ha sido el caso considerado en este trabajo. Es necesario definir la constante  $R_{DUCT}$ , que representa el valor de  $k$  del modelo IMK modificado que, para este estudio, se considera de 0.4. En la Figura 3-8c se muestra el modelo fuerza-deformación utilizado con base en los parámetros del modelo IMK modificado. Además, en las columnas se considera la relación entre el momento flector,  $M$ , y la fuerza axial,  $P$  (Manual de Ruaumoko 2D) (Carr 2002). La Figura 3-9 muestra el ejemplo del ciclo de histéresis y su envolvente de la sección W16x89 obtenida con el programa Ruaumoko 2D.

### 3.4.2 Riostras especiales

La función de las riostras es proporcionar una mayor rigidez lateral a los pórticos y, así, soportar mejor las acciones sísmicas. Esto se logra tomando las cargas laterales de los pisos a través de disipar energía con sus deformaciones axiales, de manera que estos elementos son sometidos a fuerzas de tracción y compresión. Si bien el comportamiento a tracción es excelente, un problema que presentan este tipo de dispositivos es su elevada relación de esbeltez, definida como la relaciona entre la rigidez de la sección transversal de la riostra con su longitud total, y que hace que, generalmente, fallen por pandeo lateral mucho antes de alcanzar su capacidad máxima de compresión (Crisafulli 2013). Por esta razón el reglamento ANSI/AISC 341-10 (2010) los clasifica en ordinarios y especiales, siendo los especiales los que deben cumplir con una condición de esbeltez menor, para evitar fallas frágiles por pandeo lateral durante un sismo y, por lo que son los recomendados para zonas sísmicas.

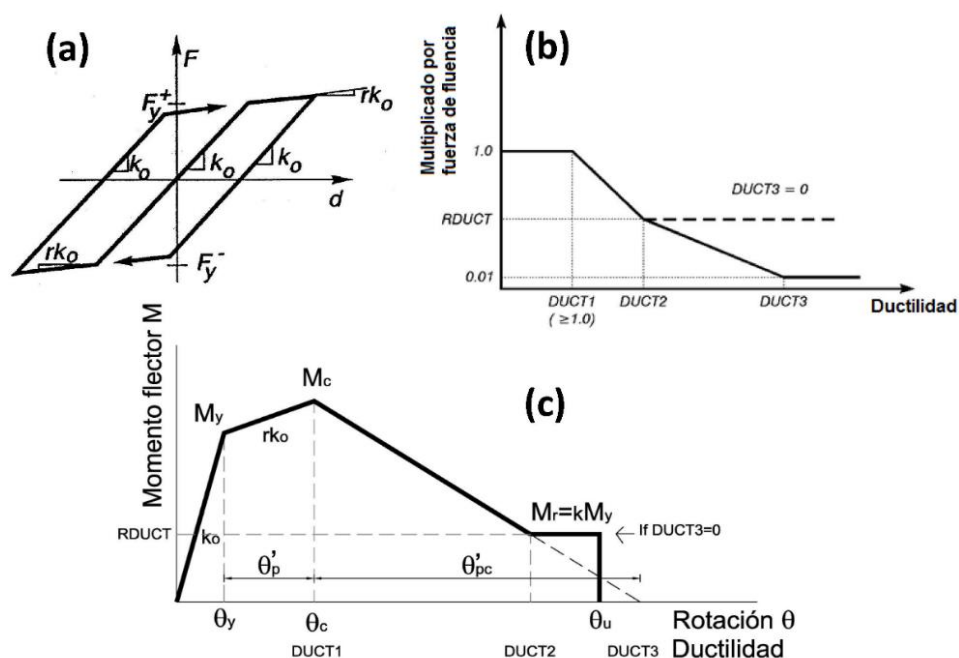


Figura 3-8 (a) Ley de histéresis bilineal con endurecimiento; (b) modelo de degradación con base en la ductilidad usado por el programa Ruaumoko 2D (Carr 2002); (c) modelo de fuerza-rotación con base en el modelo IMK modificado.

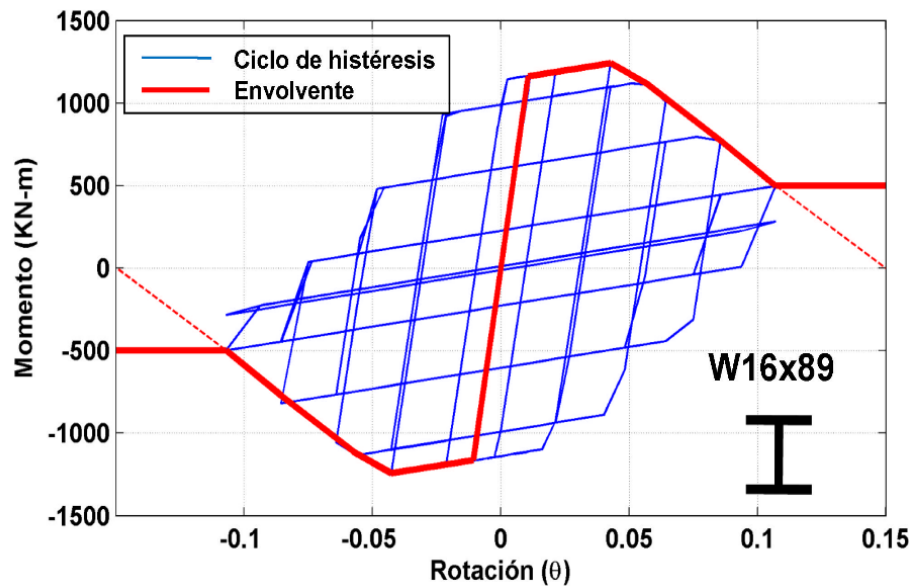


Figura 3-9 Ciclo de histéresis y envolvente de la sección W16x89 obtenido en el programa Ruaumoko 2D.

La capacidad de una riostra está definida por su fuerza axial a tracción  $P_T$ , a compresión  $P_C$ , su rigidez axial  $k_o$  y la deformación de fluencia  $\varepsilon_y$ ; todas estas características se pueden estimar con las siguientes ecuaciones proporcionadas en el ANSI/AISC 341-10 (2010):

$$P_T = A_g R_y f_y \quad (3-12)$$

$$P_C = F_{cr} A_g \quad (3-13)$$

$$F_{cr} = \begin{cases} \left[ 0.685 \frac{f_y}{F_e} \right] f_y & \lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 0.877 F_e & \lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$k_o = \frac{A_g E}{L} \quad (3-14)$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} \quad (3-15)$$

donde  $f_y$  es la resistencia a la fluencia,  $E$  es el módulo de elasticidad,  $A$  es el área gruesa de la sección transversal,  $L$  es la longitud,  $R_y$  el factor de sobre-resistencia del acero, que es 1.1 aproximadamente,  $F_{cr}$  es el esfuerzo crítico de pandeo,  $\lambda$  es la relación de esbeltez  $\lambda = kr/L$ , donde  $r$  es el radio de giro y  $k$  es el factor de longitud efectiva y  $F_e$  es el esfuerzo de pandeo elástico.

El comportamiento cíclico de las riostras ante acciones sísmicas ha sido ampliamente estudiado (Ikeda y Mahin 1986; Remennikov y Walpole 1997a; 1997b; Dicleli y Calik 2008). En la Figura 3-10 se muestra el comportamiento cíclico fuerza axial-desplazamiento ( $P-\delta$ ) de una riostra de sección W y otro de sección HSS, resultado del estudio experimental realizado por Lee y Noh (2010).

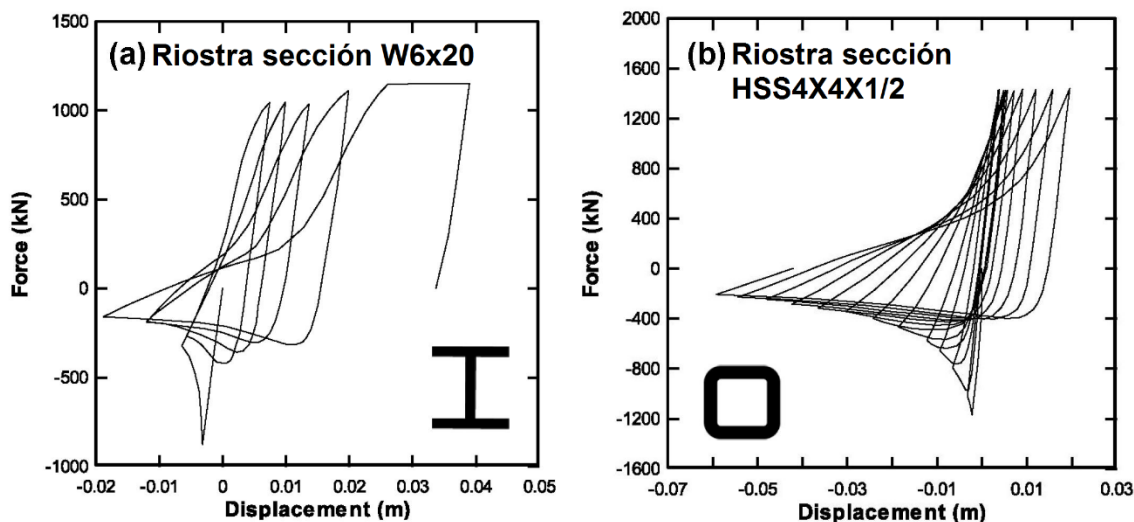
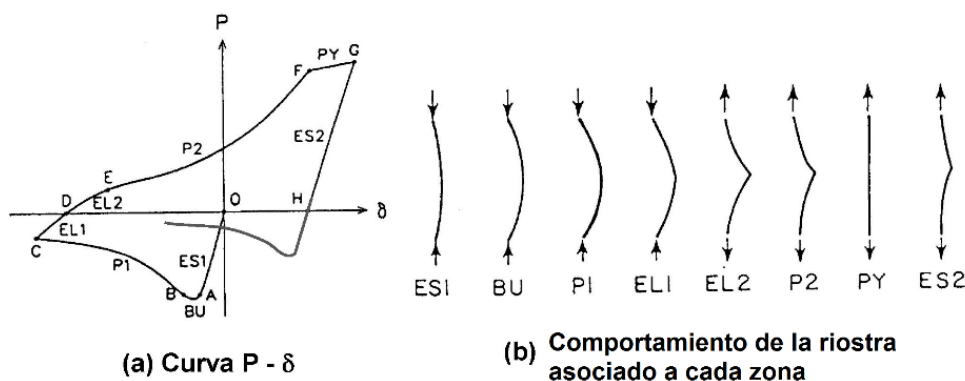


Figura 3-10 Comportamiento cíclico P- $\delta$  experimental de una riostra (a) sección W y (b) sección HSS ante cargas dinámicas (Lee y Noh 2010).

Una de las curvas de histéresis más usada para su modelado es la de Remennikov (1997a; 1997b). En la Figura 3-11 se muestra esta curva de histéresis. El programa Ruaumoko 2D incorpora esta curva, que será la utilizada para modelar el comportamiento de las riostras especiales. Los parámetros de esta ley fueron estimados siguiendo las indicaciones de Chen y Tirca (2013) y con las ecuaciones (3-12) a (3-15). La Figura 3-12 muestra la curva de histéresis Remennikov de las riostras especiales HSS 5x5x3/8 del edificio SCBF 3 modelizado mediante el programa Ruaumoko 2D. Se puede observar cómo esta curva reproduce correctamente el comportamiento cíclico esperado de la riostra.



Zonas:

- ES1 = Zona de acortamiento elástico en compresión
- BU = Zona de pandeo
- P1 = Zona plástica de compresión
- EL1 = Zona de elongación elástica en compresión.
- EL2 = Zona de elongación elástica en tracción
- P2 = Zona plástica de tracción
- PY = Zona de fluencia
- ES2 = Zona de acortamiento elástico en tracción.

Figura 3-11 (a) Ley de histéresis Remennikov (1997a; 1997b); (b) el comportamiento de la riostra asociado a cada zona.

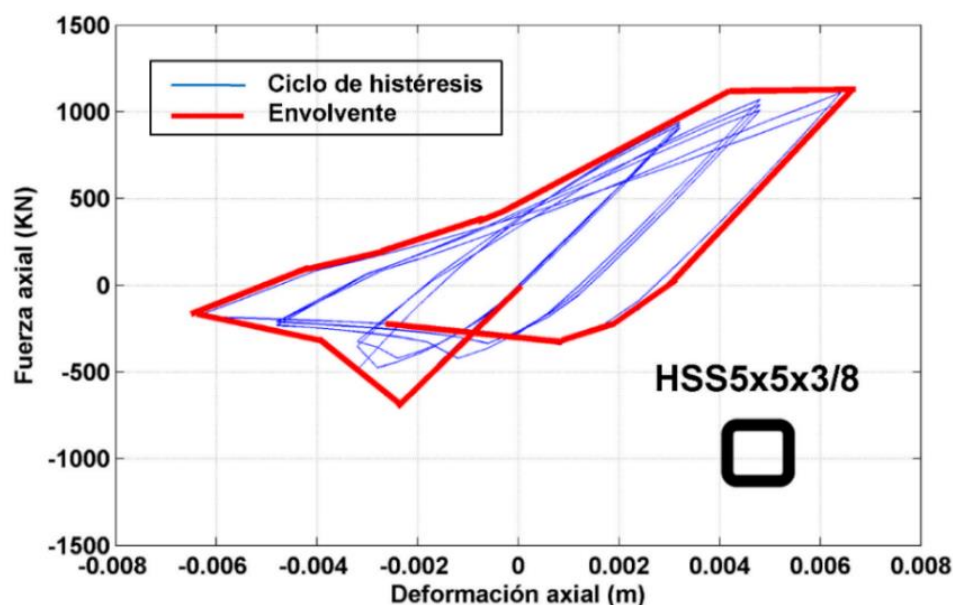


Figura 3-12 Ley de histéresis Remennikov 2D de la riostra especial utilizada en el modelado del edificio SCBF 3 mediante el programa Ruaumoko.

### 3.4.3 Riostra de pandeo restringido

Las riostras de pandeo restringido (Buckling Restrained Braces, BRB) mejoran la disipación de energía de una riostra típica, debido a que tienen un comportamiento estable, sin la reducción del área de los ciclos de histéresis por problema de pandeo lateral. Las BRB están formadas por una placa o núcleo de acero (core) recubierto por una capa antiadherente; este núcleo se inserta en un tubo exterior, el cual se rellena con mortero de cemento (grout), como se muestra en la Figura 3-13. De esta forma, se logra que el núcleo de acero fluya tanto en tracción como en compresión, dado que el tubo exterior y el mortero de relleno evitan el pandeo global y local del núcleo (Watanabe et al. 1988; Tremblay et al. 2006; Crisafulli 2013). En la Figura 3-14a se muestra la envolvente del comportamiento de un BRB y de una riostra, mientras que en la Figura 3-14b se muestra el comportamiento cíclico  $P-\delta$  resultado del estudio experimental realizado por Tsai y Lai (2002) para un BRB. La capacidad de los BRB a tracción,  $P_T$ , y a compresión,  $P_C$ , está definida de acuerdo con el ANSI/AISC 341-10 (2010) por las siguientes ecuaciones:

$$P_T = \omega R_y f_y A_c \quad \omega = 26.798 \epsilon_{cy} + 1.0333 \quad (3-16)$$

$$P_C = \beta \omega R_y f_y A_c \quad \beta \omega = 45.186 \epsilon_{cy} + 0.7691 \quad (3-17)$$

donde  $R_y$  es el factor de sobre-resistencia del acero y tiene un valor de 1.1,  $\omega$  es el factor de endurecimiento de deformación y  $\beta$  es un factor de ajuste de resistencia de compresión (mayor o igual a 1), que se calcula como la relación entre la máxima fuerza de compresión y la de tracción, medidas experimentalmente.  $\omega$  y  $\beta \omega$  son ecuaciones propuestas por la investigación experimental de Romero et al. (2007).  $A_c$ ,  $f_y$  y  $\epsilon_{cy}$  son

el área, la fuerza y deformación de fluencia respectivamente del área del núcleo de acero del BRB;  $\epsilon_{cy}$  se puede calcular como la relación  $f_y/E_c$ , donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad del núcleo de acero.

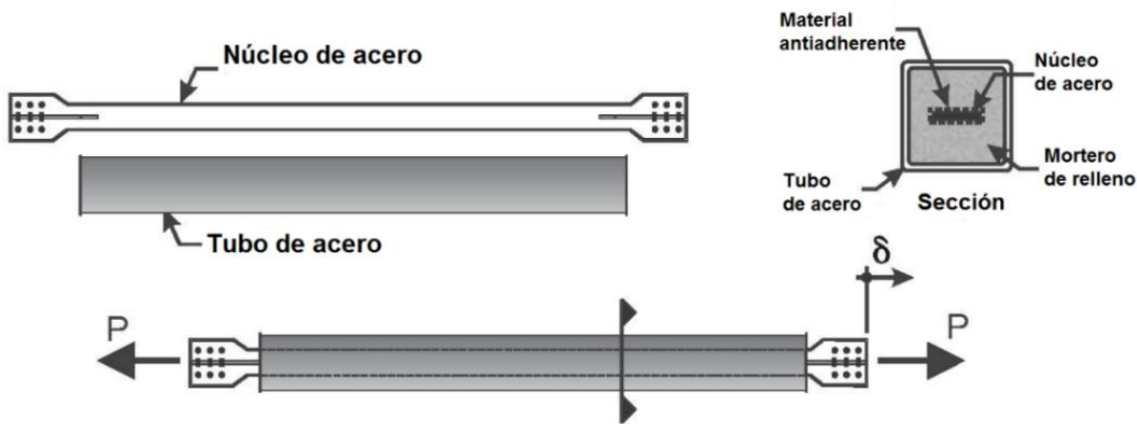


Figura 3-13 Esquema de un BRB (Tremblay et al. 2006).

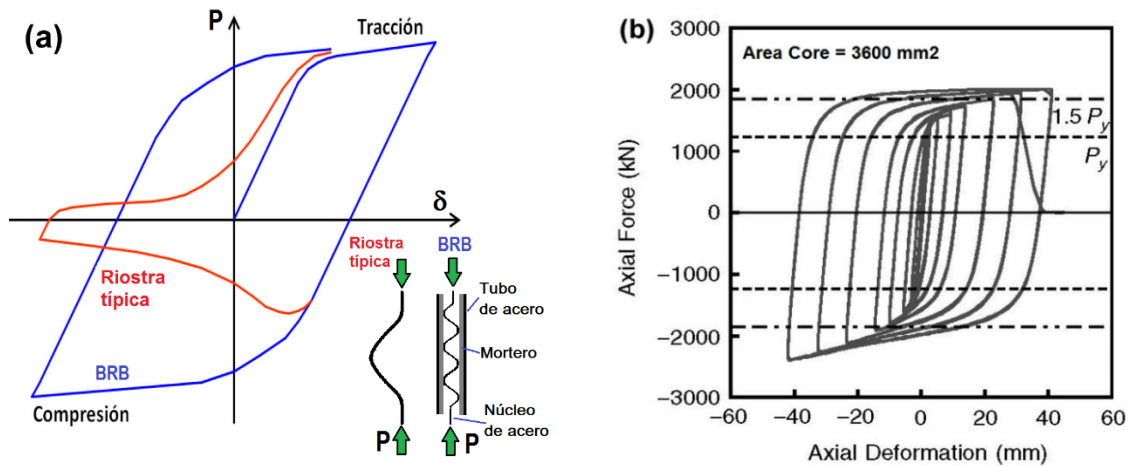


Figura 3-14 (a) Envolvente de histéresis de un BRB y una riostra típica (Crisafulli 2013); (b) ciclo de histéresis experimental de un BRB (Tsai y Lai 2002).

Una opción para el modelado del ciclo de histéresis de los BRB es el modelo Al-Bermani (Al-Bermani et al. 1995) tal como sugieren Skalomenos et al. (2014). Este modelo está incorporado en el programa Ruaumoko 2D y es el usado en esta tesis. Sus parámetros se obtuvieron con las ecuaciones (3-16) y (3-17), definiendo el factor  $\alpha=0.7$  y  $\beta=0.5$  con base en pruebas de calibración en el programa Ruaumoko 2D. La Figura 3-15 muestra la curva de histéresis Al-Bermani y la Figura 3-16 muestra el ciclo de histéresis obtenido en el Ruaumoko 2D con el modelo Al-Bermani para el BRB (HSS5x5x1/4 y núcleo de acero de 4x7/8) usado en el edificio BRBF 3. Se puede observar cómo se reproduce correctamente el comportamiento cíclico esperado en la riostra BRB.



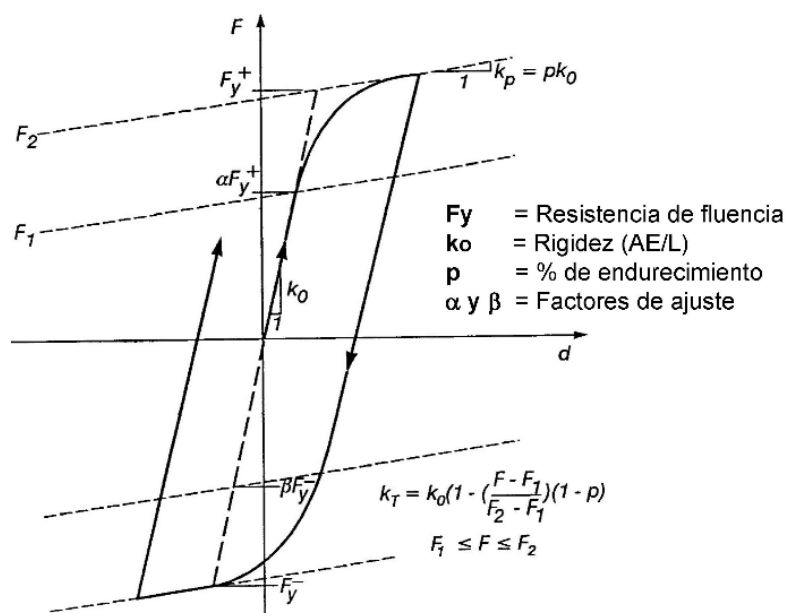
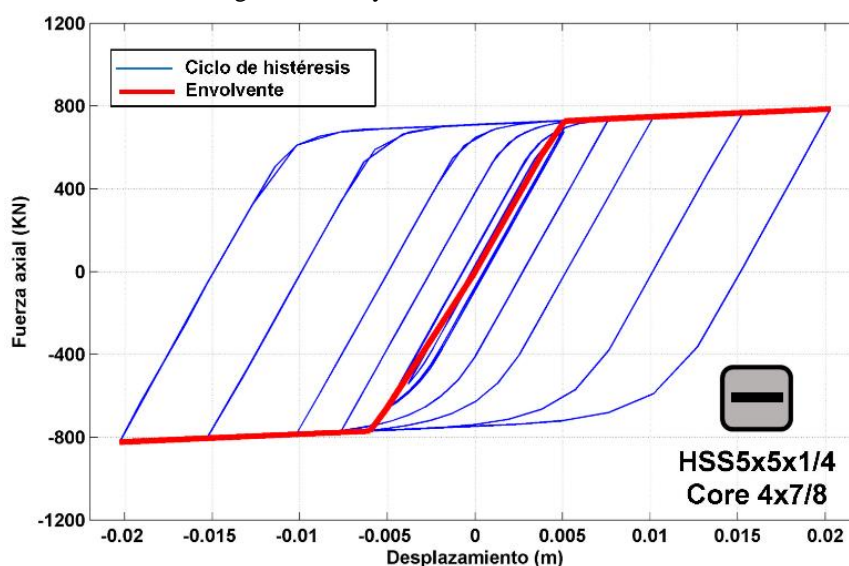


Figura 3-15 Ley de histéresis Al-Bermani.

Figura 3-16 Ciclo de histéresis Al-Bermani del BRB (HSS5x5x1/4 y núcleo de acero de 4x7/8 de área = 2258 mm<sup>2</sup>) utilizado en el edificio BRBF 3 disponible en el programa Ruaumoko.

### 3.4.4 Análisis modal

A partir del modelado en el programa Ruaumoko 2D, se realiza el análisis modal de cada edificio para encontrar los periodos fundamentales, que serán de utilidad en secciones posteriores. En la Tabla 3-3 se muestran los periodos fundamentales,  $T_1$ , obtenidos. Se observa cómo los arquetipos arriostrados (SCBF y BRBF) tienen una reducción importante, del 50% aproximadamente, en su  $T_1$  con respecto a sus respectivos arquetipos SMF. Esto se debe al gran aporte de rigidez que las riostras proporcionan y que influye, directamente, en la respuesta estructural en el rango lineal de la estructura.

Tabla 3-3 Periodo fundamental de cada tipología.

N	Arquetipo	Periodo fundamental ( $T_1$ )
1	SMF3	0.63 s.
2	SCBF3	0.26 s.
3	BRBF3	0.32 s.
4	SMF7	1.22 s.
5	SCBF7	0.55 s.
6	BRBF7	0.66 s.
7	SMF13	1.92 s.
8	SCBF13	1.05 s.
9	BRBF13	1.14 s.

### 3.5 Variables probabilistas

En la última década se ha hecho énfasis en la conveniencia de realizar los análisis no lineales desde un enfoque probabilista (Fragiadakis y Vamvatsikos 2010; Vargas et al. 2013; Kazantzi et al. 2014; Vamvatsikos 2014), considerando, en las características de los edificios, tanto la incertidumbre en las variables como la correlación entre ellas. Este proceso se ha realizado utilizando el método de simulación de “Monte Carlo” (Sóbol 1976; Rubinstein 1981) que permite estimar la respuesta de sistemas cuyas variables de entrada responden a ciertas distribuciones de probabilidades (Hurtado y Barbat 1998). El carácter aleatorio y probabilista de este tipo de simulaciones hace necesario generar un gran número de muestras, ya que un número pequeño de muestras o un muestreo inadecuado puede llevar a que se sobre-muestreen algunos segmentos de la distribución que se quiere replicar y/o se sub muestreen otros segmentos. Para evitar estos inconvenientes, es recomendable incorporar técnicas de muestreo inteligente, que optimizan el número de muestras necesario para representar bien las distribuciones de las variables de entrada. Uno de estos métodos ampliamente usado es el muestreo por Hipercubo Latino (Latin Hypercube Sampling, LHS) (McKay et al. 1979; Iman y Conover 1982), que hace un muestreo estratificado sin reemplazo, evitando repetir combinaciones, de manera que con un menor número de muestras, se puede tener un modelo que represente adecuadamente la respuesta del sistema analizado. Ejemplos prácticos y sencillos de estas técnicas aplicadas en estructuras se pueden consultar en el libro “Reliability for structures” de Novak y Collins (2000). Así, el enfoque probabilista en esta tesis se basa en la combinación del método de simulación de Monte Carlo con la técnica de muestreo del Hipercubo Latino (Monte Carlo – LHS). Este método, Monte Carlo-LHS, se ha implementado en una rutina de Matlab (lhs\_ima.mat (Budiman 2014)) para el muestreo de las variables correspondientes a las propiedades de las secciones estructurales de los edificios. Para los 9 edificios arquetipo, se supone que la masa y el amortiguamiento son deterministas y sólo se consideran de forma probabilista las variables de resistencia y ductilidad de las vigas y columnas, y sólo las de fuerza en las riostras especiales y de pandeo restringido. A continuación, se muestran las

variables, correlaciones entre ellas y las consideraciones tomadas para los diferentes elementos estructurales de los edificios.

### 3.5.1 Caracterización probabilista de las propiedades mecánicas de las vigas y columnas

Como se ha apuntado más arriba, el comportamiento de vigas y columnas se define por el modelo IMK modificado; todos los parámetros de resistencia en este modelo pueden obtenerse a partir de tres propiedades de las secciones: módulo de plasticidad,  $Z$ , resistencia a la fluencia,  $f_y$  y módulo de elasticidad,  $E$ . Las secciones  $W$ , tanto  $E$  como  $Z$ , tienen coeficientes de variación (COV) bajos, entre el 1% y el 3% (Bartlett et al. 2003) y entre el 1% y el 2% (Jaquess y Frank 1999; Schmidt y Bartlett 2002; Bermudez 2010), respectivamente. Además,  $E$  está directamente relacionado con  $f_y$  por la deformación unitaria  $\varepsilon$ , cuyo valor es casi invariable en el acero. Se considera que la incertidumbre en  $f_y$ , que es mayor, puede absorber las bajas incertidumbres de  $E$  y  $Z$ , evitando así sobreestimar la incertidumbre en los parámetros de resistencia. Por lo cual, los parámetros de resistencia de las vigas y columnas serán definidos con  $E$  y  $Z$  deterministas y sólo  $f_y$  se considera como una variable aleatoria con una distribución normal.

Por otra parte, en el modelo IMK modificado, la ductilidad de vigas y columnas está definida por los parámetros de deformación  $\theta_y$ ,  $\theta_p$ ,  $\theta_{pc}$  y  $\theta_u$ . En esta tesis, el parámetro  $\theta_y$  es considerado dependiente de  $f_y$  y, con base en la ecuación (3-7), el parámetro  $\theta_u$  depende directamente de  $\theta_y$  y  $\theta_p$ . Así, sólo los parámetros  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$  son considerados como variables aleatorias con una distribución lognormal. Las incertidumbres de  $\theta_p$ , ecuación (3-5) y  $\theta_{pc}$ , ecuación (3-6) tienen en cuenta también la aleatoriedad de las dimensiones de las secciones  $W$  (Lignos y Krawinkler 2011; 2013), incluyendo incertidumbres sobre  $I$ ,  $h$ ,  $d$ ,  $t_w$ ,  $b_f$ ,  $t_f$  y así sucesivamente (véase la Figura 3-1). Recuérdese también que, como se ha indicado más arriba, para generar el modelo IMK,  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$  son transformados a  $\theta'_p$  y a  $\theta'_{pc}$ , respectivamente.

El valor medio  $\mu$ , la desviación estándar  $\sigma$ , el coeficiente de variación COV y la distribución de probabilidad supuesta para las variables de resistencia y ductilidad se muestran en la Tabla 3-4. Para las simulaciones realizadas utilizando la técnica Monte Carlo - LHS, tanto la distribución normal de  $f_y$  como la distribución lognormal de  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$  se han considerado truncadas en ambos extremos, estableciéndose los límites inferior y superior como  $\mu \pm 2\sigma$  (valor medio  $\pm 2$  veces su desviación estándar). El propósito de este truncamiento es evitar una subestimación o sobreestimación de las capacidades de los elementos, es decir, evitar obtener muestras sin significado físico. La Figura 3-17 muestra la función de densidad de probabilidad (Probability Density Function, PDF) y la función de la distribución acumulativa (Cumulative Distribution Function, CDF) de las 3 variables usadas para el caso de la sección W16x89.

En resumen, se supone que estas tres variables,  $f_y$ ,  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$ , tienen la mayor influencia en la respuesta estructural lineal y no lineal de los edificios. Además, éstas son las que se recomienda usar en los nuevos códigos para la evaluación del rendimiento sísmico probabilista de edificios de acero (PEER/ATC 72-1 2010; FEMA P-58-1 2012).

Tabla 3-4 Propiedades probabilistas de las variables de resistencia y ductilidad

Tipo	Variable	Media ( $\mu$ )	Desviación estándar ( $\sigma$ )	Función	Límite superior	Límite inferior
Resistencia	$f_y$	375.76 Mpa*	26.68 (COV=0.071*)	Distribución normal	429.14 Mpa	322.4 Mpa
Ductilidad	$\theta_p$	$\theta_p$ Ec. 3-5	0.32▼	Distribución Lognormal	$\theta_p$ Ec. 3-5 +2 $\sigma$	$\theta_p$ Ec. 3-5 - 2 $\sigma$
Ductilidad	$\theta_{pc}$	$\theta_{pc}$ Ec. 3-6	0.25▼	Distribución Lognormal	$\theta_{pc}$ Ec. 3-6 +2 $\sigma$	$\theta_{pc}$ Ec. 3-6 - 2 $\sigma$

\* Basado en el informe estadístico de Bartlett et al. (2003) y Lignos y Krawinkler (2011) sobre pruebas de la fuerza de fluencia en patines y almas de acero grado ASTM - A572.

▼ La desviación estándar del ajuste lognormal de los datos experimentales de las ecuaciones (3-5) y (3-6) es utilizada como desviación estándar en la distribución lognormal de las rotaciones  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$  en el método LHS.

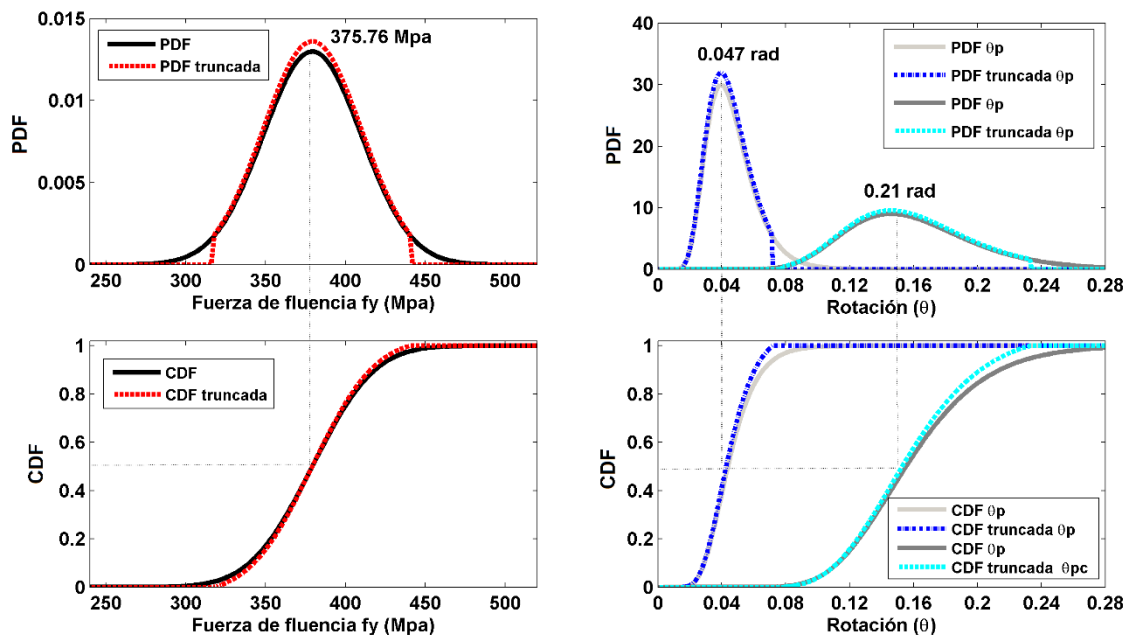


Figura 3-17 PDF y CDF para las 3 variables ( $f_y$ ,  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$ ) para el caso de la sección W16x89.

Otro aspecto importante es la correlación entre las variables del modelo. Se consideran dos tipos de correlaciones: intra e inter-elemento. La correlación intra-elemento viene dada por la relación entre los tres parámetros simulados, por ejemplo, para una misma rotula plástica; estas correlaciones derivan de las ecuaciones (3-5) y (3-6) (Lignos y Krawinkler 2011; 2013). La matriz de correlación intra-elemento se define en la Tabla 3-5. Por otra parte, la correlación inter-elemento se debe, entre otras causas, a la calidad de la mano de obra y/o del material, entre diferentes secciones de los elementos. Idota et al. (2009) y Kazantzi et al. (2014) propusieron un valor de 0.65 para la fuerza de fluencia en vigas y columnas del mismo lote de producción. Sobre esta base se propone usar una correlación inter-elemento de 0.65 para elementos

estructurales del mismo tipo de sección estructural y una correlación nula para elementos estructurales con diferente sección estructural. La Figura 3-18 muestra un ejemplo de la corrección de muestras generadas para la variable  $f_y$  entre elementos del mismo tipo y de diferente tipo para vigas y columnas del edificio SMF 3.

Tabla 3-5 Matriz de correlación intra-elemento para las variables aleatorias de vigas y columnas.

	$f_y$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$
$f_y$	1	0	0
$\theta_p$	0	1	0.69
$\theta_{pc}$	0	0.69	1

Es importante mencionar que a partir de la variable  $f_y$ , muestreada para las columnas, se obtienen la carga axial de compresión y de tracción y se genera así, su respectivo diagrama de interacción momento flector – fuerza axial (M-P).

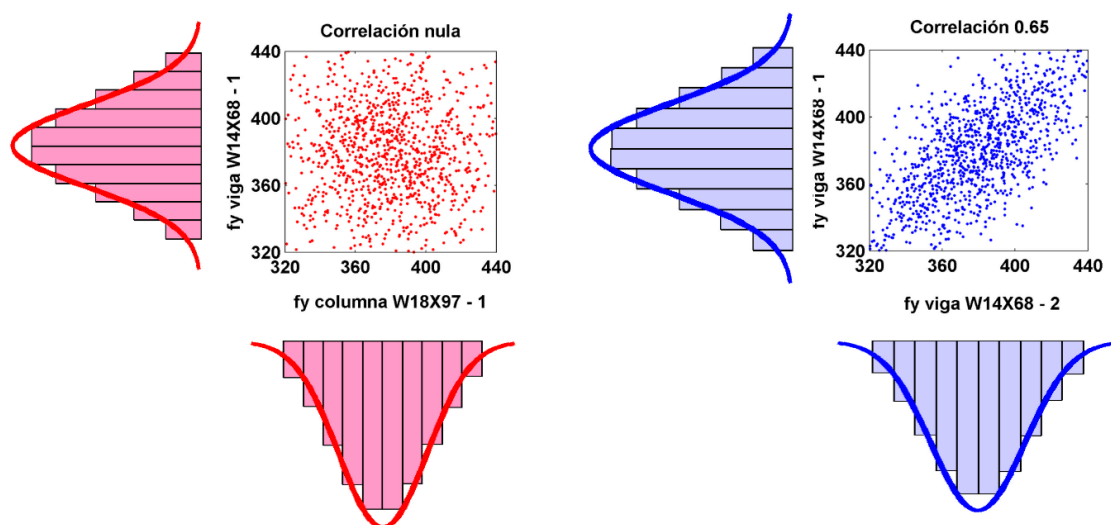


Figura 3-18 Ejemplos de muestreo de variables, con correlación inter-elemento para elementos de diferente tipo (correlación nula) y del mismo tipo (correlación 0.65) .

### 3.5.2 Caracterización probabilista de las propiedades mecánicas de las riostras

El comportamiento de las riostras especiales y de pandeo restringido está definido por su fuerza axial a tracción y compresión. Estas fuerzas pueden ser estimadas a partir de sus propiedades geométricas, su módulo de elasticidad  $E$  y su fuerza de fluencia  $f_y$ . Las propiedades geométricas tienen variaciones muy pequeñas (Jaquess y Frank 1999; Schmidt y Bartlett 2002; Bermudez 2010) y, como se analizó en la sección anterior, el módulo de elasticidad está relacionado directamente con  $f_y$ . De esta manera, para las riostras, sólo se considera  $f_y$  como variable aleatoria y se supone una distribución normal que además, de igual manera que en el caso de las vigas y columnas, se trunca ( $\mu \pm 2\sigma$ ). En la Tabla 3-6 se muestran los valores medios,  $\mu$ , las desviaciones estándar,  $\sigma$ , los coeficientes de variación, COV, y los tipos de distribución de

probabilidad utilizadas, en el método Monte Carlo – LHS, para las riostras. Al igual que para las vigas y columnas, se utiliza una correlación inter-elemento para riostras con el mismo tipo de sección estructural de 0.65 y, para riostras de diferente sección estructural, una correlación nula. Como un ejemplo, la Figura 3-19 muestra la PDF y CDF del  $f_y$  para la riostra especial HSS5x5x3/8 y de pandeo restringido de núcleo de 4x7/8.

Tabla 3-6 Propiedades probabilistas de las variables de resistencia de las riostras.

Tipo	Variable	Media ( $\mu$ )	Desviación estándar ( $\sigma$ )	Función	Límite superior	Límite inferior
Resistencia riostra especial	$f_y$	348.87 Mpa*	34.89 (COV=0.1*)	Distribución normal	418.65 Mpa	279.09 Mpa
Resistencia BRB	$f_y$	322.67 Mpa $\nabla$	38.72 (COV=0.12 $\nabla$ )	Distribución normal	400.11 Mpa	245.23 Mpa

\* Basado en el artículo de Schmidt y Bartlett (2002) sobre pruebas de la fuerza de fluencia de secciones HSS de acero grado ASTM-A500-B.

$\nabla$  Basado en el reporte de Merritt et al. (2003) y Lignos y Krawinkler (2011) sobre pruebas de la fuerza de fluencia de placas de acero de grado ASTM-A36.

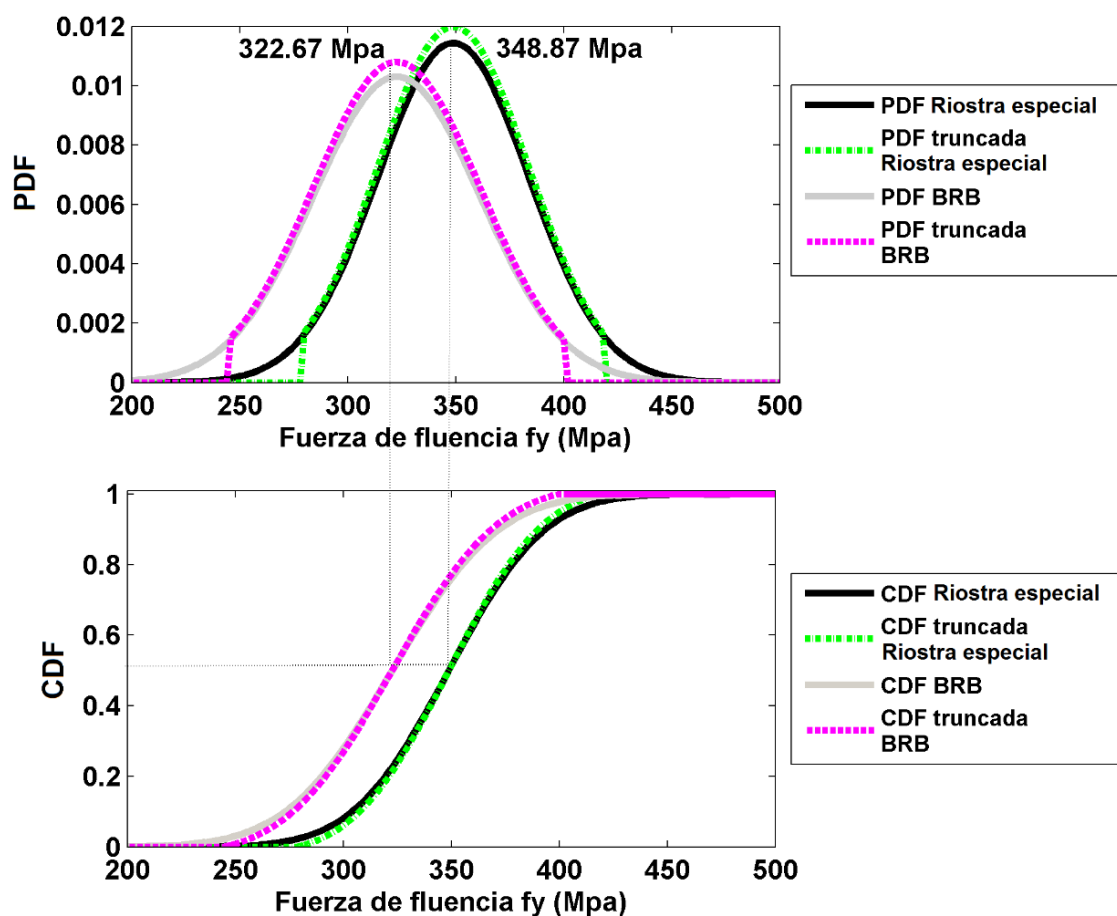


Figura 3-19 PDF y CDF para la variable  $f_y$  de la riostra especial HSS 5x5x3/8 y de pandeo restringido de núcleo 4x7/8.

### 3.5.3 Modelos probabilistas

Para determinar el número de modelos probabilistas a generar, se hace un análisis de sensibilidad para obtener el número de muestras necesarias para que el conjunto de modelos sea estadísticamente representativo. Para ello se siguen los siguientes pasos: 1) con la técnica Monte Carlo -LHS se generan 1000 muestras de cada una de las variables probabilistas; 2) se obtiene el valor medio  $\mu$  y la desviación estándar  $\sigma$  de las 1000 muestras de cada una de las variables probabilistas; 3) de las 1000 muestras de cada una de las variables probabilistas, se seleccionan de forma aleatoria 500 y 200 muestras, y se obtienen su  $\mu$  y su  $\sigma$ . Para mostrar un ejemplo de este proceso se presentan los casos de las 3 variables  $f_y$ ,  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$  para una de las secciones estructurales W16X89, de la variable  $f_y$  de una de las riostras especiales HSS5x5x3/8 y de la variable  $f_y$  de uno de las riostras BRB HSS5x5x1/4 de núcleo 4x7/8. En la Tabla 3-7 se muestran los resultados obtenidos. Puede observarse que, en todos los casos, con 200 muestras se obtienen valores  $\mu$  y  $\sigma$  con diferencias inferiores al 1% y 2%, respectivamente, en relación con las  $\mu$  y  $\sigma$  obtenidas para el caso de 1000 muestras. Esto se debe al muestreo LHS que permite, con menos muestras, tener muestras estadísticamente representativas, lo que resulta vital en análisis probabilistas para reducir el costo computacional. De lo anterior, y considerando que en esta tesis se evaluarán 9 edificios arquetipo, comportando un número importante de NLDA's y NLDA's, se ha considerado suficiente utilizar 200 muestras para cada variable probabilista.

Tabla 3-7  $\mu$  y  $\sigma$  de 1000, 500 y 200 muestras de variables probabilistas de los arquetipos.

Elemento	Variable	Numero de muestras	$\mu(\text{rad})$	% error*	$\sigma(\text{rad})$	% error $\nabla$
Sección W16x 89	$f_y$	1000	375.76	--	26.68	--
		500	375.14	0.16	26.97	1.10
		200	374.00	0.47	27.11	1.63
	$\theta_p$	1000	0.0470	--	0.0127	--
		500	0.0467	0.64	0.0125	1.57
		200	0.0466	0.85	0.0129	1.57
	$\theta_{pc}$	1000	0.210	--	0.0452	--
		500	0.210	0.14	0.0458	1.33
		200	0.211	0.57	0.0460	1.77
Riostra especial HSS 5x5x3/8	$f_y$	1000	348.87	--	34.89	--
		500	347.18	0.48	35.07	0.51
		200	348.30	0.16	35.53	1.83
Riostra BRB HSS5x5x1/4 núcleo 4x7/8	$f_y$	1000	322.67	--	38.72	--
		500	321.74	0.29	39.25	1.37
		200	321.81	0.27	39.42	1.81

\* Diferencia en porcentaje entre el valor medio de 500 y 200 muestras con el de 1000 muestras.

$\nabla$  Diferencia en porcentaje entre la desviación estándar de 500 y 200 muestras con la de 1000 muestras.

Así, para representar mejor la aleatoriedad de las características mecánicas en los modelos probabilistas de cada viga y columna, se generan 200 muestras aleatorias de los tres parámetros  $f_y$ ,  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$ ; así también para



cada riostra especial y BRB se generan 200 muestras de sus respectivos parámetros  $f_y$ . Con estas muestras se calculan los modelos históricos de cada elemento estructural, suponiendo que las rótulas son iguales en ambos extremos de los elementos. En la Tabla 3-8 se muestra el número de variables aleatorias que se tendrán en cada uno de los edificios arquetipo. La Figura 3-20 muestra un ejemplo del diagrama  $M - \theta$  y  $M - P$  de la sección W16x89 de valores medios y de casos probabilistas. La Figura 3-21 muestra un ejemplo de las fuerzas de tracción y compresión de una riostra especial HSS5x5x3/8 y de un BRB de HSS5x5x1/4 y núcleo 4x7/8, también para sus valores medios y los casos probabilistas.

Tabla 3-8 Variables aleatorias de los arquetipos de edificio.

N	Edificio	# Vigas*	# Columnas*	# Riostras▼	Variables aleatorias
1	SMF3	12	15		81
2	SCBF3	12	15	6	87
3	BRBF3	12	15	6	87
4	SMF7	28	35		189
5	SCBF7	28	35	14	203
6	BRBF7	28	35	14	203
7	SMF13	52	65		351
8	SCBF13	52	65	26	377
9	BRBF13	52	65	26	377

\* Las vigas y columnas tienen 3 variables aleatorias.

▼ Las riostras especiales y de pandeo restringido solo tienen una variable aleatoria.

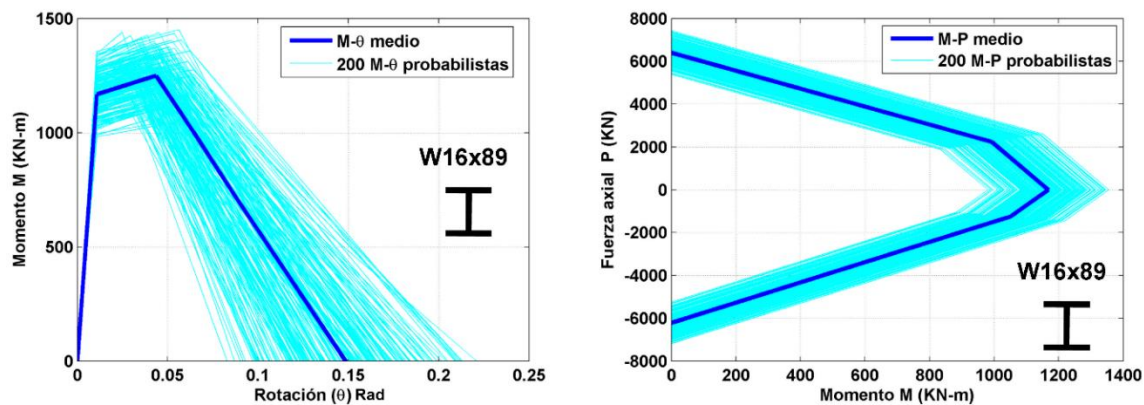


Figura 3-20 (a) Diagrama  $M - \theta$  y (b)  $M - P$  de los 200 valores probabilistas y valor medio para una de las secciones W16x89.

Con las 200 muestras de cada variable aleatoria, se generan 200 modelos probabilistas de cada arquetipo de edificio (1800 modelos). Estos modelos serán usados para la evaluación probabilista del rendimiento sísmico, por lo cual se realizarán 1800 NLSA's y 1800 NLDA's (200 para cada arquetipo), además del caso determinista (modelo con valores medios de las variables aleatorias). La acción sísmica conformada por el conjunto de 20 acelerogramas híbridos y sus respectivos espectros de respuesta compatibles con cada una de las 6 zonas sísmicas de la Ciudad de México generados en el capítulo 2 mediante un enfoque probabilista,

serán las utilizadas en los NLSA probabilistas para obtener el punto de capacidad por demanda y en los NLDA probabilistas en el análisis dinámico incremental, IDA, por lo que, para una aceleración pico específica, los análisis probabilistas de cada arquetipo se basará en 4 000 simulaciones (200 modelos  $\times$  20 acelerogramas).

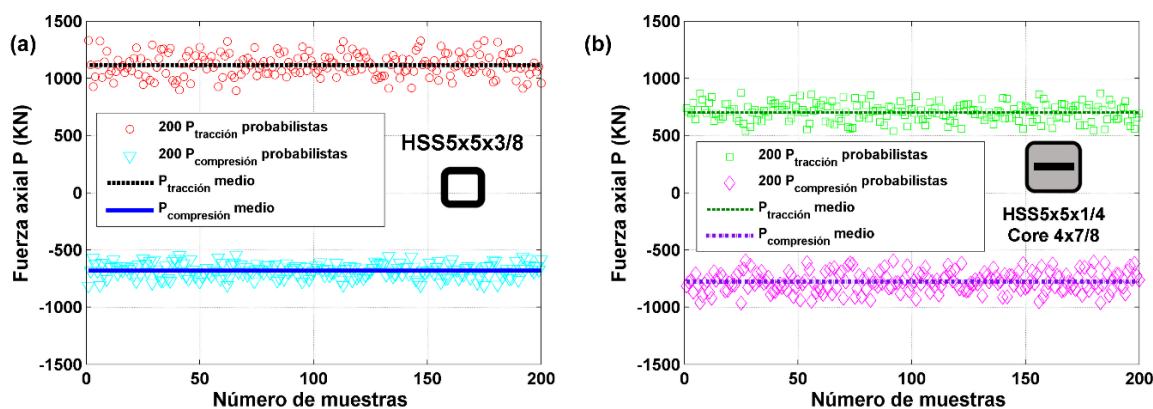


Figura 3-21 Fuerza axial de tracción y compresión de los 200 valores probabilistas y valor medio (a) para una riostra especial y (b) para un BRB.

### 3.6 Resumen y conclusiones

En este capítulo se ha presentado el enfoque probabilista para el estudio de los edificios arquetipo que serán evaluados en capítulos siguientes. Primero, se describen los sistemas estructurales o tipologías usadas en los edificios de acero en la zona sísmica considerada y se seleccionan las 3 tipologías que serán evaluadas en esta tesis: 1) pórticos especiales a momento SMF; 2) pórticos con riostras concéntricas especiales SCBF y 3) pórticos con riostras de pandeo restringido BRBF. Después, se presentan las características geométricas, secciones estructurales, cargas y diseño estructural de los edificios de acero de baja altura, media altura y altos de las 3 tipologías que sirvieron como base para definir (con un enfoque probabilista) los arquetipos de edificios estudiados. Se han planteado 9 arquetipos en modelos 2D: a) de 3 pisos SMF3, SCBF3 y BRBF3; b) de 7 pisos SMF7, SCBF7 y BRBF7; y c) de 13 pisos SMF13, SCBF13 y BRBF13. Posteriormente, se describen los criterios usados en el modelado estructural de los arquetipos en el programa Ruaumoko (2D) y se efectúa su análisis modal para obtener el periodo fundamental de cada uno. Como parte del modelado estructural, se han definido las leyes de histéresis utilizadas en cada elemento estructural. De las reglas de histéresis se han seleccionado las variables que, por su importancia, serán tratadas como aleatorias. Mediante el método de Monte Carlo – LHS, se generan muestras aleatorias de las variables seleccionadas, lo que permite representar adecuadamente el fenómeno de la aleatoriedad y correlación de los elementos estructurales. Con base en las variables aleatorias, se generan los modelos probabilistas de cada arquetipo de edificio. Como resultado, se obtienen 1800 modelos probabilistas (200 de cada uno de los arquetipos), que se analizarán en capítulos posteriores (NLSA y NLDA) para obtener su comportamiento y

rendimiento sísmico con un enfoque probabilista. Para esta labor se utilizarán el conjunto de 20 acciones sísmicas de cada zona sísmica de la Ciudad de México generadas en el capítulo 2, de manera que para una aceleración pico específica, los análisis probabilistas de cada arquetipo se basará en 4 000 simulaciones (200 modelos  $\times$  20 acelerogramas).

Se obtienen las siguientes conclusiones: i) el método Monte Carlo - LHS, es una técnica que, si se combinada con el NLSA o el NLDA, permite incorporar la incertidumbre de las variables de entrada, así como, la correlación que existe entre ellas, para calcular la respuesta sísmica estructural de los edificios; ii) El LHS permite obtener un muestreo que representa adecuadamente la respuesta del sistema con un menor número de muestras que el mero método Monte Carlo, ya que, realizar un muestreo estratificado sin reemplazo, permite evitar la repetición de combinaciones. iii) En el método Monte Carlo – LHS, se consideran las variables probabilistas mediante funciones de densidad de probabilidad truncadas en ambos extremos; de esta forma se logra que los valores que resulten no sobreestimen o subestimen la capacidad del elemento estructural y así, se represente mejor la realidad de su comportamiento esperado; iv) Las correlaciones intra- e inter-elemento permiten considerar respectivamente, la relación interna entre las propiedades mecánicas de elemento estructural y las características que puedan tener los materiales de un mismo tipo de secciones. La correlación intra-elemento puede ser fácilmente estimada con base en estudios de laboratorio de las propiedades mecánicas de los materiales, estudios que pueden ser extrapolados y válidos para la mayoría de los casos, no así, la correlación inter-elemento que resulta más compleja de estimar, ya que depende de la calidad de los materiales y técnicas y costumbres constructivas de cada región en que se construya.

En este capítulo se han definido los arquetipos de edificios de acero estudiados en esta tesis y se han establecido, de forma detallada, sus modelos estructurales mediante un enfoque probabilista. Este capítulo puede ser de interés en estudios futuros, para abordar el modelado estructural y el enfoque probabilista usando simulación por Monte Carlo - LHS para otras tipologías de edificios.



## 4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

### 4.1 Introducción

En las últimas décadas, el análisis estático no lineal (Non Linear Static Analysis, NLSA) ha demostrado ser una herramienta fundamental, por su sencillez, para obtener la capacidad o evaluar el comportamiento de una estructura sometida a cargas laterales, como las originadas por los sismos. Como resultado del NLSA se obtiene la curva de capacidad o pushover. Esta curva puede ser convertida, de forma sencilla, al llamado “espectro de capacidad” (Capacity Spectrum, CS) (ATC-40 1996), en formato Sa-Sd es decir, en formato aceleración espectral (Spectral acceleration Sa), en ordenadas, y desplazamiento espectral (Spectral displacement Sd) en abscisas. El NLSA sencillo produce buenos resultados cuando la respuesta estructural del edificio está dominada por su modo fundamental de vibración. Existen métodos basados en el espectro de capacidad que permiten definir la vulnerabilidad mediante curvas de fragilidad, a partir de las cuales se pueden obtener índices de daño medio que cuantifican el daño sísmico esperado. Un ejemplo de procedimiento para obtener curvas de fragilidad (CF) e índices de daño medio (IDM) es el que fue propuesto y adoptado en el proyecto RISK - UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003). Por otra parte, el punto de capacidad por demanda (conocido como Performance Point, PP), permite estimar la demanda de desplazamiento o cortante basal que tendrá una estructura para una acción sísmica determinada; para esto, de forma general, se utilizan procedimientos simplificados que permiten caracterizar la interacción entre la acción sísmica y la capacidad del edificio. La demanda sísmica se define mediante espectros de respuesta 5% amortiguada, en formato Sa-Sd (o, eventualmente en otros formatos) y la capacidad del edificio se define por el espectro de capacidad, generalmente también en formato Sa-Sd. Existen varias técnicas para obtener este importante punto, la más conocida es el método de espectro de capacidad (Capacity Spectrum Method, CSM) propuesto por Freeman (1998) para estructuras de hormigón armado y que fue recogido en el ATC-40 (1996). Con base en este método Chopra y Goel (1999) y Fajfar (2000) presentaron una versión mejorada, que utiliza la respuesta espectral de la acción sísmica con ductilidad constante. En estas investigaciones se presentaron los conceptos de factores de ductilidad equivalentes por las ecuaciones  $R_y - \mu_s - T$  estudiadas por Newmark y Hall (1982) y Vidic et al. (1994); siendo  $R_y$  el factor de reducción debido a la ductilidad,  $\mu_s$  el factor de ductilidad de la estructura y  $T$  el período. En años recientes, una propuesta para calcular el punto de rendimiento (PP) fue desarrollada por Mezzi et al. (2006) y Leelataviwat et al. (2009). Esta propuesta se basa en el concepto de balance de energías (Energy Balance Concept, EBC) entre la acción sísmica y la capacidad del edificio. Vale la pena mencionar que este método proporciona resultados muy similares a los obtenidos a partir de un análisis dinámico no lineal NLDA, para edificios de acero.

En este capítulo se utilizan determinadas técnicas de las mencionadas anteriormente para evaluar el rendimiento sísmico de los edificios arquetipo, con enfoques determinista y probabilista. Este capítulo está organizado de la siguiente manera; primero en la sección 4.2 se presentan las curvas de capacidad que se han obtenido mediante un NLSA usando el programa Ruaumoko 2D (Carr 2002). Posteriormente, en la sección 4.3, las curvas de capacidad se convierten a espectros de capacidad. En la sección 4.4 se obtiene la representación bilineal de los espectros de capacidad y se definen los estados de daño, tal como fueron propuestos en el proyecto RISK UE. En la sección 4.5 se calculan las curvas de fragilidad CF y el índice de daño medio (IDM), también de acuerdo a la propuesta RISK-UE. En la sección 4.6 se adopta el método del balance energético (EBC) para evaluar el rendimiento en desplazamientos en el techo ( $\delta_{pp}$ ); es decir la curva que define el desplazamiento máximo en el techo en función de la severidad de la acción. El análisis se efectúa para las acciones de diseño previstas para la zona de estudio. Así, la acción sísmica se define mediante los espectros de respuesta del conjunto de acelerogramas generados en el capítulo 2; incrementando los PGA, se obtienen las relaciones PGA- $\delta_{pp}$ , que son fundamentales para relacionar PGA con el daño esperado y también para comparar los resultados de los análisis estático y dinámico. En la sección 4.7 se presenta una evaluación probabilista de la curva de fragilidad de los arquetipos para el estado de daño de colapso, curva que se obtiene como resultado de los puntos de colapso del análisis probabilista. Finalmente, en la sección 4.8 se resumen y discuten los principales aspectos de este capítulo en relación con los objetivos de la tesis.

## 4.2 Curva de capacidad

El análisis *pushover* consiste en aplicar un patrón de fuerzas horizontales de forma incremental a una estructura. Como resultado de este empuje incremental, cuando la estructura ingresa en el rango inelástico, los elementos estructurales se dañan formando rótulas plásticas (Hinges). El análisis se finaliza cuando se cumple un determinado requisito que, generalmente, conlleva el colapso estructural de acuerdo a un criterio predefinido. El resultado de un análisis *pushover* es la curva de capacidad que relaciona el desplazamiento en el techo,  $\delta$ , y el cortante en la base,  $V$ . La curva de capacidad, normalmente, depende del patrón de carga y del criterio de colapso o de capacidad última (Vargas 2013); una solución a esta dependencia es el *Pushover Adaptativo* (PA) (Satyarno 2000) que está implementado en el software Ruaumoko 2D (Carr 2002). Este método ha demostrado ser independiente del patrón de carga inicial, ya que, como indica su nombre, el propio método adapta el patrón de carga en cada paso del PA de acuerdo con la deformación correspondiente al modo fundamental de la estructura. En los casos aquí analizados, la capacidad última se establece cuando se cumple uno de los siguientes criterios: i)  $\omega^2$  es menor que  $10^{-6} \omega^2$  del primer paso, siendo  $\omega$  la frecuencia natural tangente en el método de Rayleigh Modificado; ii) la iteración de Newton-

Raphson no se alcanza dentro de un número máximo de ciclos predefinido; iii) la matriz de rigidez se vuelve singular o iv) se alcanza un desplazamiento de estructura máximo especificado. Al cumplirse cualquiera de los 4 criterios se supone que se ha producido un patrón de colapso en la estructura. Para el estudio del rendimiento de los arquetipos serán utilizados los modelos generados en el capítulo anterior; es decir, los 200 modelos probabilistas de cada arquetipo, así como sus respectivos modelos con valores medianos de las propiedades mecánicas; así, mediante el PA, se obtienen las curvas de capacidad de cada uno. Como se permite un gran número de ciclos (criterio ii) y un gran desplazamiento en el techo (criterio iv), se espera que el punto de colapso esté relacionado con los criterios i) o iii). Vale la pena añadir que estos criterios de fallo generalmente implican una plastificación en todas las columnas de un mismo piso.

En base a las 200 curvas de capacidad de cada arquetipo, se obtienen 3 curvas correspondientes a los percentiles 5, 50 (mediana) y 95, utilizando el siguiente procedimiento: 1) Las curvas de capacidad se transforman a paso fijo, usando incrementos pequeños en los desplazamientos,  $\Delta\delta$ . 2) Las curvas se extrapolan a un mismo desplazamiento último, definido por el desplazamiento máximo absoluto de las 200 curvas. 3) Para cada  $\Delta\delta$  en las curvas, se obtienen los percentiles 5, 50 y 95 del cortante en la base,  $V$ , cada conjunto de percentiles representa una curva percentil. 4) Se define el punto de capacidad última de las 3 curvas percentiles, por medio del percentil 5, 50 y 95 respectivamente del cortante en la base último,  $V_u$ , y del desplazamiento último,  $\delta_u$ , de las 200 curvas de capacidad. Los pasos 1) y 2) aseguran que todas las curvas tienen el mismo número de puntos y el cálculo de las curvas de percentil no se verá afectado por la falta de datos en la zona donde ocurren los desplazamientos más grandes. Las figuras Figura 4-1, Figura 4-2 y Figura 4-3, muestran las curvas de capacidad determinista y probabilista, así como las curvas percentiles de los arquetipos. Obsérvese cómo, en todos los casos, las curvas del percentil 50 (mediana) muestran un buen acuerdo con las deterministas; las diferencias en los desplazamientos en el techo  $\delta_u$ , pueden deberse al hecho de que los  $\delta_u$  de las curvas medianas corresponden a diferentes puntos de capacidad última. Se puede observar también cómo los SCBF y BRBF mejoran la resistencia al cortante en comparación con los SMF; sin embargo, los SCBF tienen su punto de colapso para un  $\delta_u$  menor, no así los BRBF que sí muestran un  $\delta_u$  mayor, sobre todo, en los casos de 7 y 13 pisos. En la Tabla 4-1 se muestran los  $\delta_u$  del caso determinista y los percentiles probabilistas de los arquetipos; también se muestran los coeficientes de variación (COV) de los  $\delta_u$  probabilistas en relación con el  $\delta_u$  (percentil 50). Para esta investigación, el COV es calculado como la relación entre la desviación estándar de los  $\delta_u$  probabilistas entre el  $\delta_u$  (percentil 50). Se observa que todos los valores del COV son bajos, menores del 20%; lo que indica que el  $\delta_u$  (percentil 50) representa adecuadamente el punto de colapso de los edificios arquetipo.



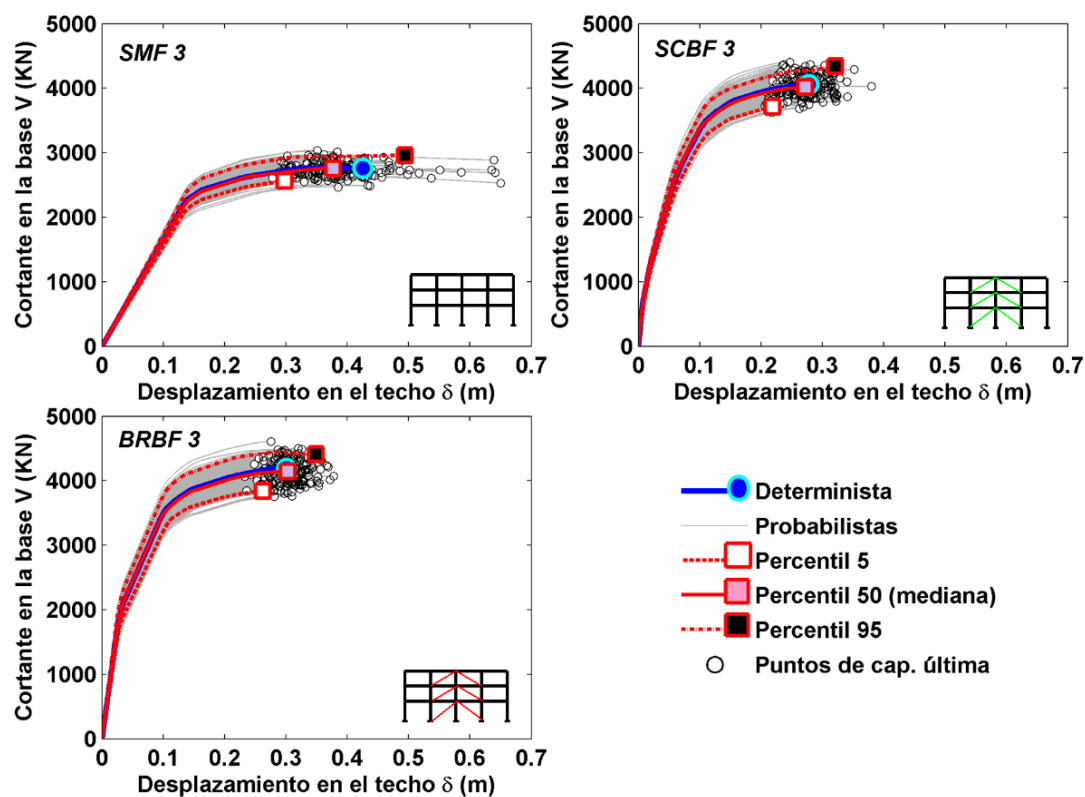


Figura 4-1 Curvas de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios de acero bajos.

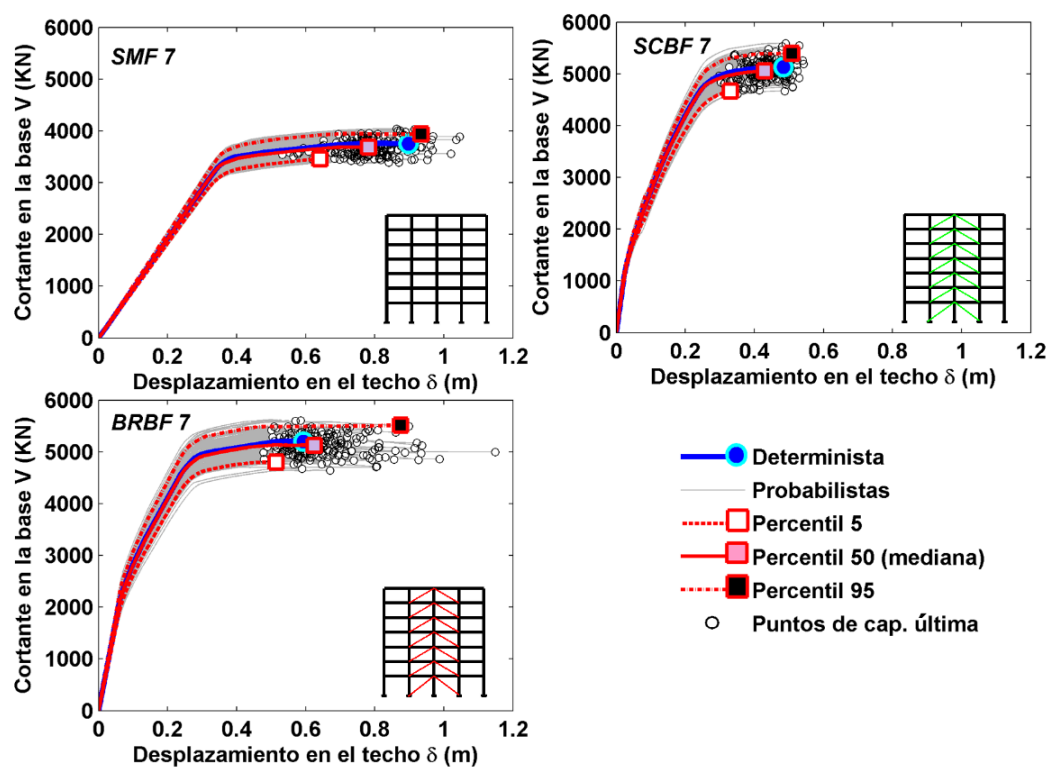


Figura 4-2 Curvas de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios de acero de mediana altura.

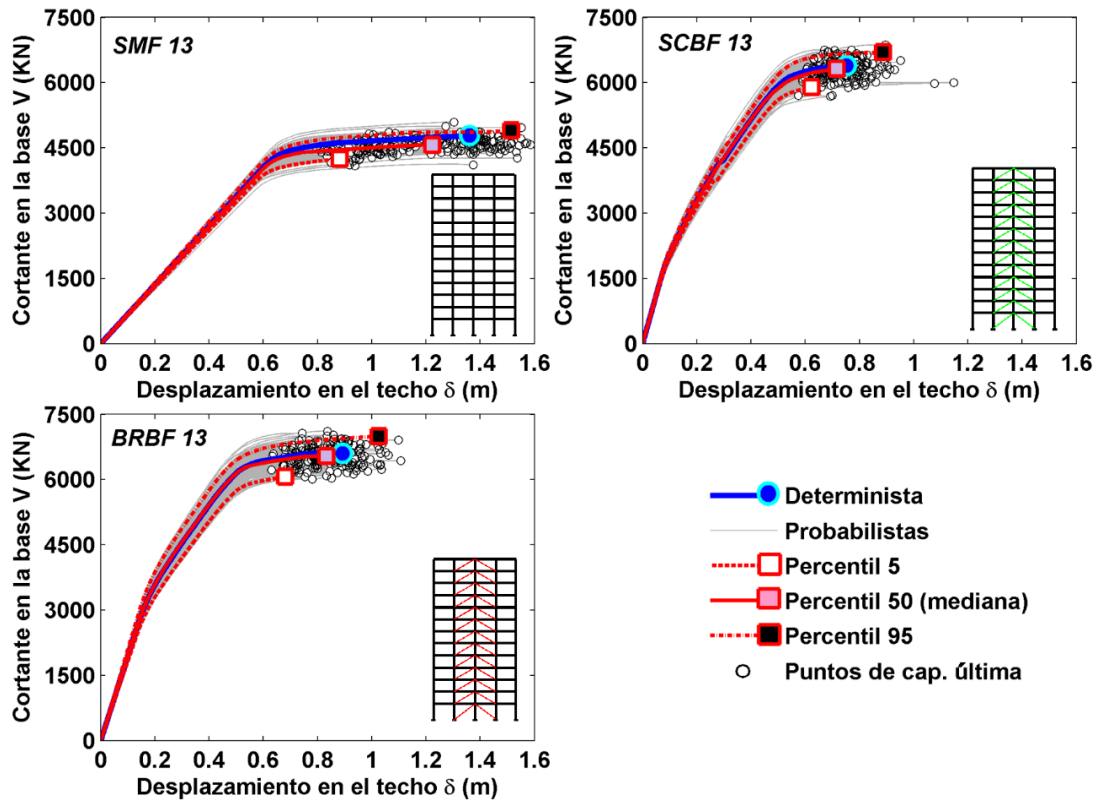


Figura 4-3 Curvas de capacidad determinista y probabilistas de los edificios de acero altos.

Tabla 4-1 Estadística de los desplazamientos en el techo últimos  $\delta_u$  de las curvas de capacidad.

N	Arquetipo	$\delta_u$ (percentil 5) (m)	$\delta_u$ (percentil 50) (m)	$\delta_u$ (percentil 95) (m)	$\delta_u$ (determinista) (m)	COV de $\delta_u$ probabilistas
1	SMF3	0.298	0.376	0.494	0.425	17.1 %
2	SCBF3	0.219	0.272	0.321	0.278	11.6 %
3	BRBF3	0.262	0.303	0.349	0.301	8.5 %
4	SMF7	0.641	0.782	0.934	0.898	15.6 %
5	SCBF7	0.332	0.431	0.509	0.484	12.5 %
6	BRBF7	0.514	0.625	0.875	0.593	18.4 %
7	SMF13	0.881	1.224	1.514	1.360	17.1 %
8	SCBF13	0.620	0.716	0.887	0.751	10.1 %
9	BRBF13	0.682	0.833	1.025	0.893	11.8 %

### 4.3 Espectro de capacidad

El espectro de capacidad se ha obtenido con base en el método ATC-40 (1996), en el que el desplazamiento espectral se obtiene a partir del desplazamiento en el techo,  $\delta$ , como  $S_d = \delta / PF_1$  y la aceleración espectral a partir del cortante en la base,  $V$ , como  $S_a = V / (W * \alpha_1)$ ;  $S_a$  se suele dar en fracción de la gravedad ( $g$ );  $PF_1$  es el factor de participación modal del primer modo de vibración o periodo fundamental,  $T_1$ , de la estructura;  $W$  es el peso de la estructura y  $\alpha_1$  es el coeficiente de participación de la masa modal del primer modo de vibración. Ejemplos del cálculo de  $PF_1$  y  $\alpha_1$  se muestran en el ATC-40 (1996). La Tabla 4-2 muestra  $T_1$ ,  $W$ ,  $PF_1$  y  $\alpha_1$  de los casos determinista de cada edificio arquetipo. En este estudio  $W$  es un valor constante para

todos los análisis, mientras que  $PF_1$  y  $\alpha_1$  son determinados para cada NLSA, dado que la forma del modo fundamental es diferente para cada modelo probabilista analizado. Las figuras Figura 4-4, Figura 4-5 y Figura 4-6, muestran los espectros de capacidad para cada tipología de edificios; también se presentan los diferentes periodos estructurales. Los periodos fundamentales de los edificios se observan en las pendientes iniciales de los espectros de capacidad. Se observa cómo el  $PF_1$  aumenta y  $\alpha_1$  disminuye con el incremento de pisos de los edificios, lo que está relacionado con el hecho de que, a mayor altura, los modos superiores empiezan a influir, de forma significativa, en la respuesta estructural. Cabe destacar que para los edificios aquí analizados el modo fundamental sigue teniendo el aporte más importante en la respuesta estructural.

Tabla 4-2 Valores  $T_1$ ,  $W$ ,  $PF_1$  y  $\alpha_1$  de los arquetipos deterministas.

N	Arquetipo	Periodo fundamental ( $T_1$ )	Peso total $W$ (kN)	$PF_1$	$\alpha_1$
1	SMF3	0.63 s.	2,372.86	1.286	0.891
2	SCBF3	0.26 s.	2,384.36	1.246	0.926
3	BRBF3	0.32 s.	2,379.06	1.245	0.924
4	SMF7	1.22 s.	5,941.76	1.350	0.805
5	SCBF7	0.55 s.	5,978.86	1.356	0.827
6	BRBF7	0.66 s.	5,959.86	1.329	0.837
7	SMF13	1.92 s.	11,396.26	1.397	0.754
8	SCBF13	1.05 s.	11,467.06	1.429	0.762
9	BRBF13	1.14 s.	11,440.36	1.405	0.775

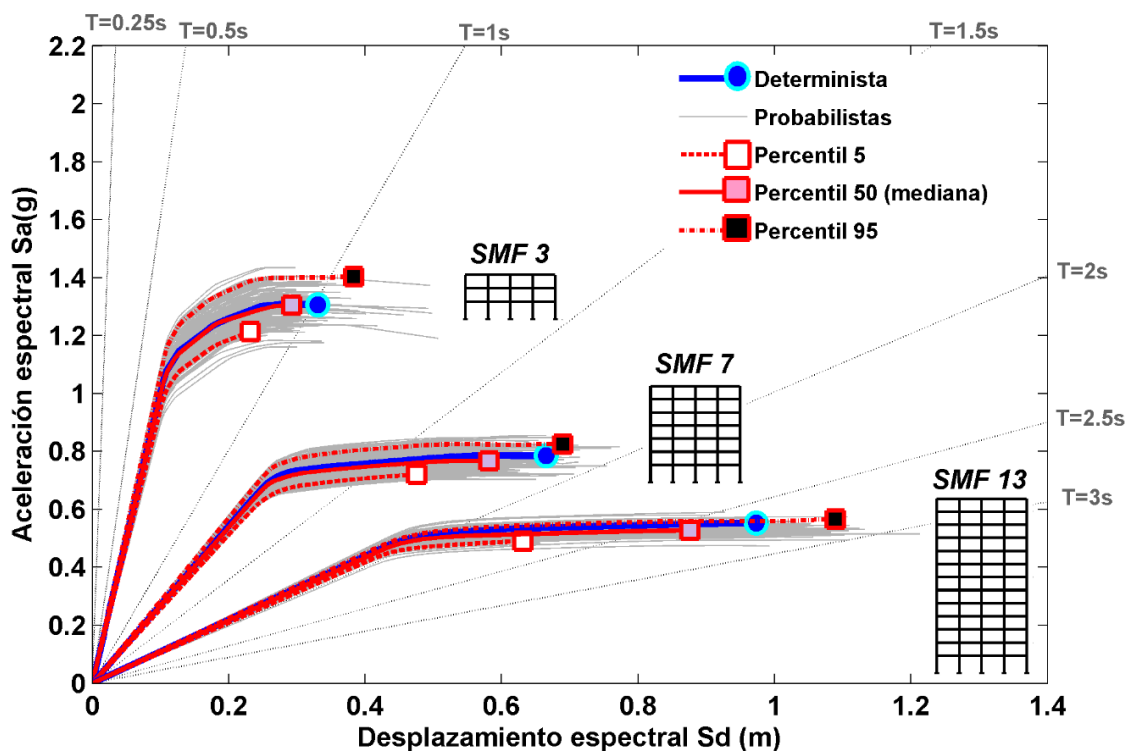


Figura 4-4 Espectros de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios SMF.

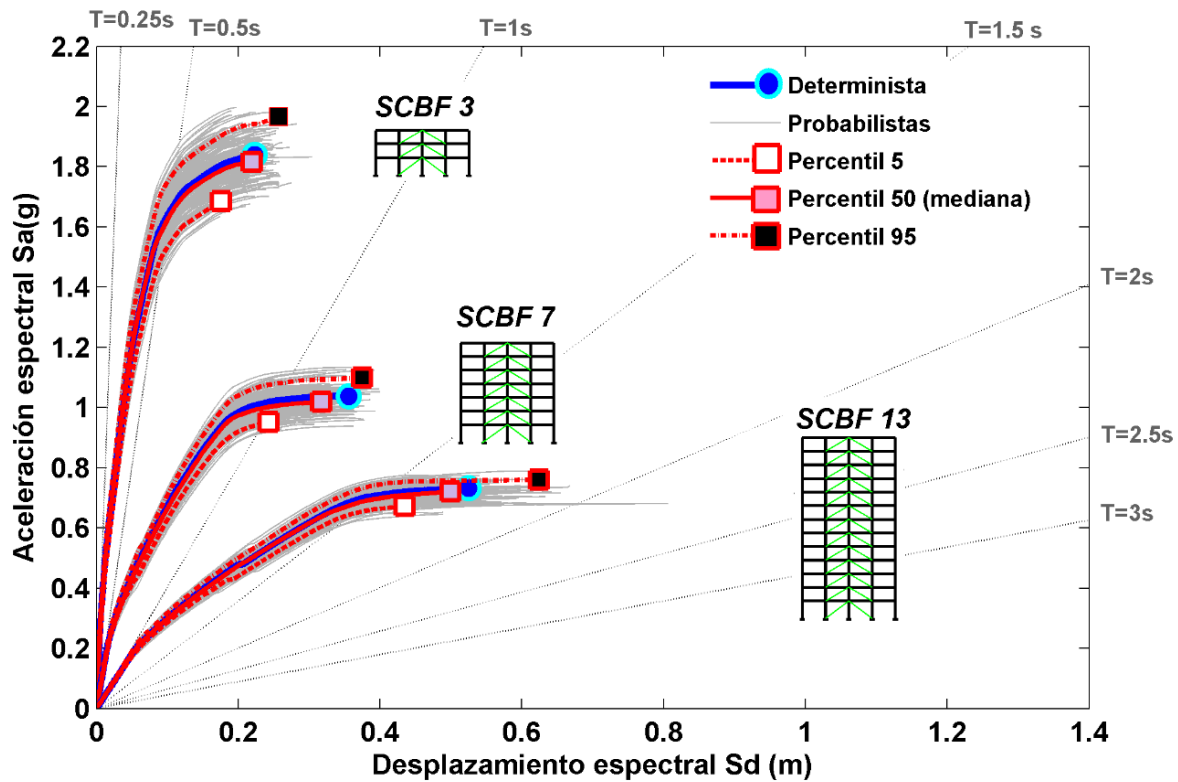


Figura 4-5 Espectros de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios SCBF.

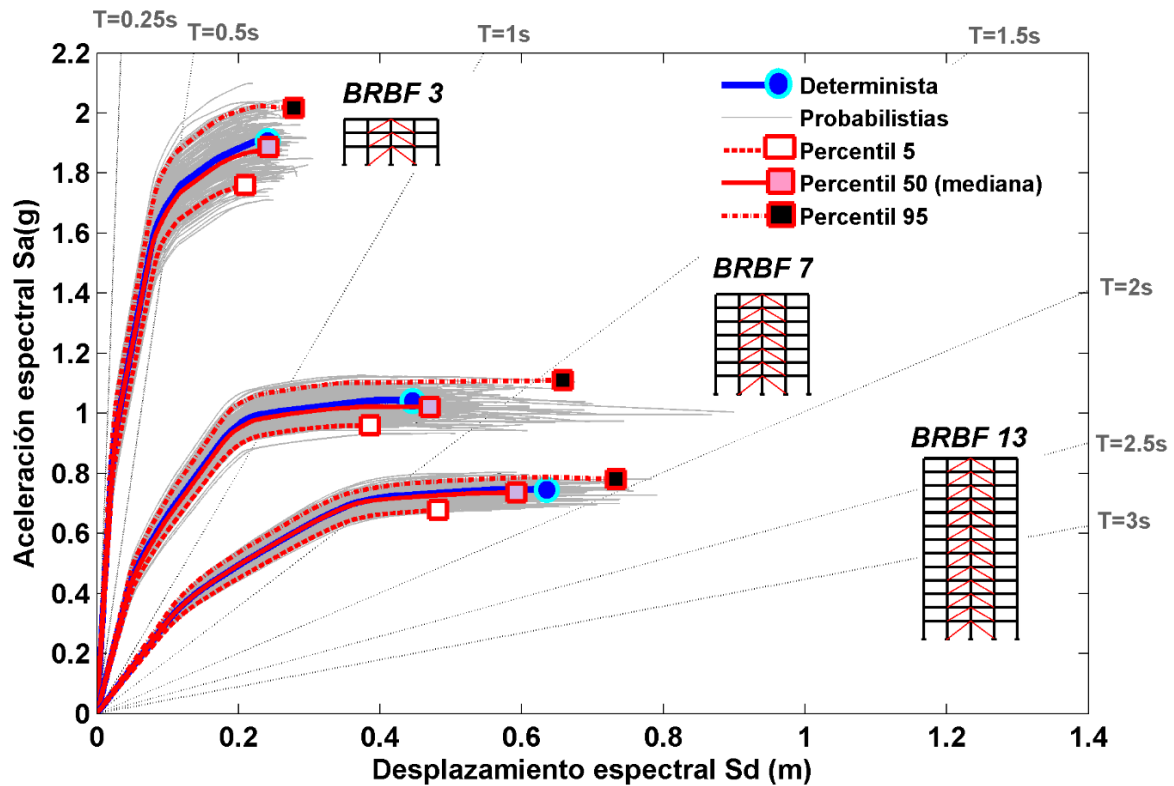


Figura 4-6 Espectros de capacidad deterministas y probabilistas de los edificios BRBF.

De cada espectro de capacidad se obtiene su respectiva representación bilineal siguiendo las sencillas indicaciones del ATC-40 (1996), que consiste en cumplir 3 requisitos: i) se mantiene la pendiente,  $K_i$ , de tramo lineal del espectro de capacidad; ii) el área bajo el espectro de capacidad,  $A_{ec}$ , debe ser igual al área bajo su forma bilineal y iii) mantiene el punto de capacidad última ( $S_{d_u}$ ,  $S_{a_u}$ ). En base a estas condiciones, las coordenadas del punto de fluencia ( $S_{d_y}$ ,  $S_{a_y}$ ) se pueden obtener, de forma directa, con las siguientes ecuaciones:

$$S_{d_y} = \frac{2 A_{ec} - (S_{d_u} * S_{a_u})}{(K_i * S_{d_u}) - S_{a_u}} \quad (4-1)$$

$$S_{a_y} = (K_i * S_{d_y}) \quad (4-2)$$

En las tablas 4-3, 4-4 y 4-5 se muestran los periodos fundamentales, el  $S_{d_u}$ ,  $S_{a_u}$ ,  $S_{d_y}$ ,  $S_{a_y}$  de la representación bilineal y la ductilidad de cada arquetipo de edificios en sus casos deterministas y percentiles 5, 50 y 95. La ductilidad  $\mu_s$  se calcula como  $\mu_s = S_{d_u}/S_{d_y}$ . La Figura 4-7 muestra, como ejemplo, la representación bilineal determinista y del percentil 50 de los arquetipos de 3 pisos. Obsérvese cómo, en todos los casos, los puntos  $S_{d_u}$ ,  $S_{a_u}$ ,  $S_{d_y}$ ,  $S_{a_y}$  del percentil 50 concuerdan bien con su respectivo caso determinista. En lo que respecta al periodo fundamental de los casos probabilistas, para todos los edificios se obtienen variaciones pequeñas, en el rango entre el 2% y el 5%. Por otra parte, obsérvese que los edificios con riostras, tienen una mayor rigidez; esto se refleja en la disminución de su periodo fundamental y en mayores valores de  $S_{a_y}$  y  $S_{a_u}$ . En lo que respecta a la aceleración espectral última  $S_{a_u}$ , en los edificios bajos, se obtienen aceleraciones elevadas, en el rango entre 1 y 2 g, mientras que en los de mediana altura, se obtienen en el rango entre 0.6 y 1 g; para los de gran altura, el rango es entre 0.5 y 0.8 g; además, los edificios BRBF son los que presentan las mayores  $S_{a_u}$ , independientemente de la altura que se analice. Los edificios que tienen una mayor ductilidad son los SCBF y los que menor son los SMF. Esto se debe a que, el  $S_{d_y}$  en los SCBF se obtiene para desplazamientos mucho menores, entre un 70% y 80% menores, que en los SMF. Lo anterior, se atribuye a que las riostras presentan fallas por pandeo para valores de desplazamientos pequeños, ocasionando que los edificios presenten su punto de fluencia en estos desplazamientos pequeños. Por lo que, para desplazamientos mayores, las riostras podrían presentar daños importantes. Los BRBF presentan una ductilidad intermedia, ya que las riostras de pandeo restringido, aportan rigidez al edificio, y su punto de fluencia se presenta para desplazamientos entre un 50% y un 70% superiores a los de los SCBF (Tablas 4-3, 4-4 y 4-5).

Tabla 4-3  $T_1$ ,  $S_{d_u}$ ,  $S_{a_u}$ ,  $S_{d_y}$ ,  $S_{a_y}$  y ductilidad deterministas y percentiles (5, 50 y 95) de los arquetipos de 3 pisos.

Arquetipo	Espectro	Periodo fundamental ( $T_1$ ) (seg)	$S_{d_y}$ (m)	$S_{a_y}$ (g)	$S_{d_u}$ (m)	$S_{a_u}$ (g)	Ductilidad $\mu_s = S_{d_u}/S_{d_y}$
SMF3	Determinista	0.631	0.120	1.213	0.33	1.307	2.75
	Percentil 5	0.650	0.113	1.075	0.232	1.217	2.05
	Percentil 50	0.636	0.119	1.184	0.292	1.305	2.45
	Percentil 95	0.625	0.124	1.278	0.383	1.387	3.09
SCBF3	Determinista	0.260	0.024	1.429	0.223	1.838	9.29
	Percentil 5	0.276	0.021	1.109	0.176	1.699	8.38
	Percentil 50	0.262	0.022	1.290	0.219	1.815	9.95
	Percentil 95	0.251	0.026	1.661	0.257	1.942	9.88
BRBF3	Determinista	0.320	0.038	1.491	0.241	1.907	6.34
	Percentil 5	0.340	0.036	1.253	0.209	1.758	5.81
	Percentil 50	0.326	0.041	1.550	0.243	1.887	5.93
	Percentil 95	0.310	0.041	1.715	0.278	2.016	6.78

Tabla 4-4  $T_1$ ,  $S_{d_u}$ ,  $S_{a_u}$ ,  $S_{d_y}$ ,  $S_{a_y}$  y ductilidad deterministas y percentiles (5, 50 y 95) de los arquetipos de 7 pisos.

Arquetipo	Espectro	Periodo fundamental ( $T_1$ ) (seg)	$S_{d_y}$ (m)	$S_{a_y}$ (g)	$S_{d_u}$ (m)	$S_{a_u}$ (g)	Ductilidad $\mu_s = S_{d_u}/S_{d_y}$
SMF7	Determinista	1.218	0.275	0.746	0.665	0.785	2.42
	Percentil 5	1.251	0.263	0.676	0.476	0.717	1.81
	Percentil 50	1.220	0.271	0.733	0.582	0.767	2.15
	Percentil 95	1.185	0.28	0.802	0.689	0.826	2.46
SCBF7	Determinista	0.550	0.054	0.719	0.356	1.038	6.59
	Percentil 5	0.571	0.042	0.518	0.243	0.954	5.77
	Percentil 50	0.548	0.051	0.683	0.317	1.018	6.22
	Percentil 95	0.528	0.057	0.823	0.375	1.093	6.58
BRBF7	Determinista	0.660	0.093	0.859	0.446	1.041	4.80
	Percentil 5	0.692	0.089	0.748	0.386	0.959	4.34
	Percentil 50	0.662	0.095	0.872	0.469	1.025	4.94
	Percentil 95	0.629	0.104	1.058	0.657	1.095	6.32

Tabla 4-5  $T_1$ ,  $S_{d_u}$ ,  $S_{a_u}$ ,  $S_{d_y}$ ,  $S_{a_y}$  y ductilidad deterministas y percentiles (5, 50 y 95) de los arquetipos de 13 pisos.

Arquetipo	Espectro	Periodo fundamental ( $T_1$ ) (seg)	$S_{d_y}$ (m)	$S_{a_y}$ (g)	$S_{d_u}$ (m)	$S_{a_u}$ (g)	Ductilidad $\mu_s = S_{d_u}/S_{d_y}$
SMF13	Determinista	1.920	0.482	0.526	1.140	0.552	2.37
	Percentil 5	1.962	0.442	0.462	0.631	0.499	1.43
	Percentil 50	1.920	0.467	0.51	0.877	0.528	1.88
	Percentil 95	1.882	0.483	0.549	1.088	0.559	2.25
SCBF13	Determinista	1.049	0.130	0.475	0.525	0.732	4.04
	Percentil 5	1.087	0.113	0.385	0.434	0.678	3.84
	Percentil 50	1.055	0.128	0.463	0.499	0.719	3.90
	Percentil 95	1.027	0.146	0.557	0.623	0.761	4.27
BRBF13	Determinista	1.141	0.196	0.606	0.635	0.746	3.24
	Percentil 5	1.184	0.175	0.502	0.483	0.695	2.76
	Percentil 50	1.142	0.189	0.583	0.592	0.736	3.13
	Percentil 95	1.110	0.200	0.653	0.733	0.781	3.67

#### 4.4 Estados de daño

Para evaluar el daño sísmico esperado en los edificios, proyectos como FEMA – HAZUS99 (2016) y RISK UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) proponen el uso de los siguientes 4 estados de daño no nulo: (1) Leve, (2) Moderado, (3) Extensivo y (4) Completo. En el proyecto RISK UE, que será el utilizado en esta investigación, se definen los 4 umbrales de los estados de daño (dsi) en función del desplazamiento espectral,  $S_d$ , del punto de fluencia ( $S_{dy}$ ,  $S_{ay}$ ) y del punto capacidad última ( $S_{du}$ ,  $S_{au}$ ) de la representación bilineal del espectro de capacidad. Así, los 4 umbrales de los estados de daño dsi ( $i=1 \dots 4$ ) quedan definidos por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} ds1(\text{Leve}) &= 0.7S_{dy} \\ ds2(\text{Moderado}) &= S_{dy} \\ ds3(\text{Extensivo}) &= S_{dy} + 0.25(S_{du} - S_{dy}) \\ ds4(\text{Completo}) &= S_{du} \end{aligned} \quad (4-3)$$

De esta manera, se obtienen los desplazamientos espectrales correspondientes a los umbrales de los estados de daño para los espectros de capacidad de cada arquetipo, es decir, a los desplazamientos espectrales para los que la probabilidad de excedencia de cada estado de daño es del 50%. La Figura 4-7 muestra, como ejemplo, los dsi, deterministas y probabilistas, de los arquetipos de 3 pisos. Los valores de los umbrales de los estados de daño serán utilizados en la siguiente sección para obtener las curvas de fragilidad.

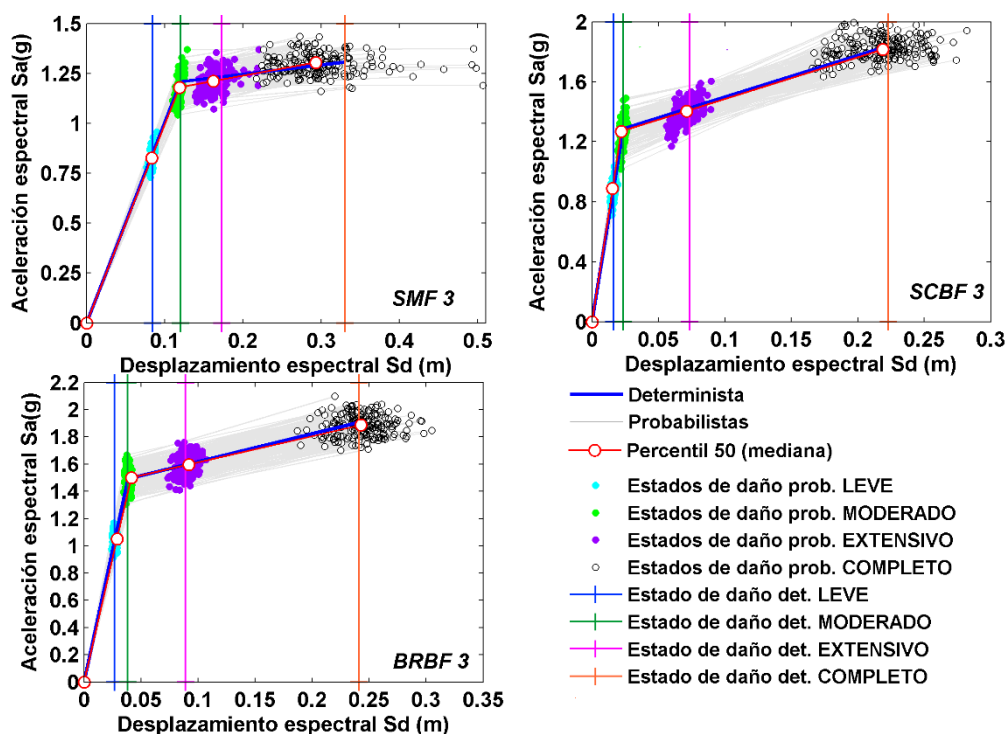


Figura 4-7 Representación bilineal y umbrales de los estados de daño para los casos deterministas y probabilistas de los edificios SMF 3, SCBF 3 y BRBF 3.



#### 4.5 Curvas de fragilidad e índice de daño medio

Para cada estado de daño  $i$ , se puede calcular su correspondiente curva de fragilidad  $CF_i$ ; la cual se define como la probabilidad de que el estado de daño sea excedido en función del desplazamiento espectral. Las curvas de fragilidad se establecen como funciones de un parámetro vinculado a la intensidad de la acción sísmica; por ejemplo, el desplazamiento espectral  $S_d$ , como en este caso, o el PGA o la intensidad macro-sísmica, entre otros. Estas curvas son ampliamente utilizadas para evaluar el daño esperado (Milutinovic y Trendafiloski 2003; Lagomarsino y Giovinazzi 2006; FEMA-HAZUS99 2016). Las  $CF_i$  se modelan comúnmente por medio de funciones lognormal acumulativas definidas por dos parámetros,  $\mu$  y  $\beta$ . Donde  $\mu$  es el desplazamiento espectral en el umbral de daño; es decir, donde la probabilidad de excedencia es del 50%;  $\beta$  está relacionada con la dispersión de la función lognormal acumulativa. De esta manera la curva de fragilidad, en función del desplazamiento espectral,  $CF_i(S_d)$ , puede modelarse con la siguiente ecuación:

$$CF_i(S_d) = \varphi \left[ \frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left( \frac{S_d}{S_{ds_i}} \right) \right] \quad (4-4)$$

Donde  $S_{ds_i} = \mu_i$  y  $\beta_{ds_i} = \beta_i$  son el valor medio y desviación estándar de la correspondiente distribución lognormal acumulativa  $\varphi$ . Los detalles de la construcción de las curvas de fragilidad se pueden encontrar bien explicados en Lantada et al. (2009; 2010) y en Pujades et al. (2012). Por otra parte, las curvas de fragilidad permiten obtener matrices de probabilidad de daño (MPD), es decir, la probabilidad de que ocurra cada estado de daño  $P_i(S_d)$ . De esta forma, se puede obtener también el grado o estado de daño medio, también en función del desplazamiento espectral,  $DM(S_d)$ . El grado o estado de daño medio toma valores entre 1 y 4, pero es frecuente utilizar el estado de daño medio normalizado, de esta manera se obtiene un índice de daño medio  $IDM(S_d)$ , que puede funcionar como una medida del daño de forma estadística.

A continuación, se presenta cómo se pueden estimar MPD,  $DM(S_d)$  y el  $IDM(S_d)$  a partir de las curvas de fragilidad. De las curvas de fragilidad  $CF_k(S_d)$ ,  $k=1, \dots, 4$ , para cada desplazamiento espectral se debe obtener la probabilidad  $P_j(S_d)$  del estado de daño  $j$  como función de  $S_d$ . Para esto puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$P_0(S_d) = 1 - F_1(S_d); P_j(S_d) = F_j(S_d) - F_{j+1}(S_d) \quad j = 1, \dots, 3; P_4(S_d) = F_4(S_d) \quad (4-5)$$

$P_0$  corresponde a la probabilidad del estado de daño nulo, mientras que los índices 1 a 4 corresponden a los cuatro estados de daños no nulos. Con la siguiente ecuación se define el  $DM(S_d)$  y  $IDM(S_d)$ :

$$DM(S_d) = \sum_{j=0}^4 j P_j(S_d) = 4 IDM(S_d) \quad (4-6)$$

La Figura 4-9 muestra las curvas de fragilidad de los arquetipos de 3 pisos estudiados y en la Tabla 4-6, se muestran los valores de  $\mu_i$  y  $\beta_i$  de cada curva de fragilidad de cada estado de daño para el caso determinista y para los percentiles 5, 50 y 95 probabilistas de todos los arquetipos. En la Figura 4-8 se muestra el  $IDM$

de los arquetipos de 3 pisos y en la Figura 4-10 se presentan, para el caso del percentil 50, las curvas de fragilidad y el IDM( $S_d$ ) de todos los arquetipos. En todos los casos analizados se observa de la Tabla 4-6 que, las  $CF_{\text{leve}}(S_d)$  y  $CF_{\text{moderado}}(S_d)$  probabilistas muestran una dispersión baja en los valores  $\mu_i$  y  $\beta_i$ , menor al 10%; mientras que  $CF_{\text{extensivo}}(S_d)$  y  $CF_{\text{completo}}(S_d)$  probabilistas tienen una dispersión significativa para ambos parámetros, del 15% hasta el 40% en algunos casos; lo cual se refleja en la pendiente de las curvas que decae a medida que aumenta el umbral del estado de daño. Esto se atribuye a la incertidumbre propia en el  $S_{d_u}$  que es mayor a la del  $S_{d_y}$ . Comparando los datos de las CF's para el caso determinista con el percentil 50 de los arquetipos, se observa que los valores están en los mismos rangos, de manera que sus IDM( $S_d$ ) son similares; esto se debe a la similitud en la curva/espectro de capacidad en ambos casos.

Tabla 4-6 Parámetros de las curvas de fragilidad de los arquetipos estudiados.

			SMF				SCBF				BRBF			
			ds <sub>1</sub>	ds <sub>2</sub>	ds <sub>3</sub>	ds <sub>4</sub>	ds <sub>1</sub>	ds <sub>2</sub>	ds <sub>3</sub>	ds <sub>4</sub>	ds <sub>1</sub>	ds <sub>2</sub>	ds <sub>3</sub>	ds <sub>4</sub>
3 PISOS	Determinista	$\mu_i$ (m)	0.084	0.122	0.179	0.329	0.016	0.028	0.072	0.224	0.027	0.044	0.090	0.241
		$\beta_i$	0.340	0.340	0.440	0.570	0.330	0.730	0.970	1.050	0.330	0.590	0.790	0.920
	Percentil 95	$\mu_i$ (m)	0.086	0.126	0.196	0.381	0.018	0.032	0.082	0.257	0.029	0.047	0.101	0.277
		$\beta_i$	0.340	0.360	0.490	0.630	0.350	0.760	0.980	1.060	0.330	0.610	0.820	0.950
7 PISOS	Determinista	$\mu_i$ (m)	0.083	0.119	0.168	0.291	0.017	0.028	0.071	0.218	0.027	0.044	0.091	0.242
		$\beta_i$	0.330	0.310	0.400	0.520	0.340	0.730	0.960	1.040	0.330	0.590	0.790	0.920
	Percentil 50 (mediana)	$\mu_i$ (m)	0.079	0.112	0.149	0.231	0.015	0.025	0.060	0.175	0.025	0.041	0.081	0.209
		$\beta_i$	0.330	0.280	0.320	0.420	0.330	0.700	0.910	1.010	0.330	0.560	0.750	0.890
13 PISOS	Determinista	$\mu_i$ (m)	0.194	0.277	0.389	0.668	0.038	0.063	0.132	0.355	0.065	0.101	0.187	0.445
		$\beta_i$	0.330	0.310	0.390	0.510	0.330	0.600	0.810	0.930	0.340	0.490	0.680	0.820
	Percentil 95	$\mu_i$ (m)	0.197	0.281	0.396	0.687	0.040	0.065	0.138	0.374	0.073	0.118	0.249	0.657
		$\beta_i$	0.330	0.300	0.390	0.520	0.330	0.600	0.810	0.940	0.330	0.590	0.780	0.920
13 PISOS	Determinista	$\mu_i$ (m)	0.191	0.270	0.363	0.579	0.036	0.058	0.120	0.317	0.066	0.103	0.193	0.468
		$\beta_i$	0.330	0.280	0.340	0.440	0.330	0.580	0.780	0.920	0.340	0.500	0.690	0.830
	Percentil 50 (mediana)	$\mu_i$ (m)	0.185	0.259	0.329	0.475	0.029	0.047	0.094	0.242	0.062	0.095	0.169	0.385
		$\beta_i$	0.320	0.260	0.270	0.340	0.330	0.560	0.760	0.890	0.340	0.470	0.630	0.780
13 PISOS	Determinista	$\mu_i$ (m)	0.335	0.470	0.623	0.971	0.091	0.138	0.237	0.523	0.137	0.202	0.318	0.633
		$\beta_i$	0.320	0.270	0.320	0.420	0.340	0.440	0.600	0.750	0.340	0.380	0.510	0.650
	Percentil 95	$\mu_i$ (m)	0.339	0.476	0.646	1.086	0.102	0.155	0.270	0.621	0.140	0.209	0.345	0.731
		$\beta_i$	0.320	0.240	0.360	0.480	0.340	0.450	0.640	0.780	0.340	0.410	0.560	0.710
13 PISOS	Determinista	$\mu_i$ (m)	0.327	0.459	0.590	0.874	0.089	0.135	0.228	0.498	0.132	0.194	0.301	0.590
		$\beta_i$	0.320	0.260	0.280	0.370	0.340	0.430	0.590	0.740	0.340	0.370	0.500	0.630
	Percentil 50 (mediana)	$\mu_i$ (m)	0.310	0.430	0.498	0.630	0.079	0.120	0.201	0.433	0.122	0.177	0.262	0.481
		$\beta_i$	0.300	0.170	0.170	0.210	0.340	0.430	0.580	0.730	0.340	0.340	0.440	0.580

1. Estados de daño no nulos: ds<sub>1</sub> (leve); ds<sub>2</sub> (moderado); ds<sub>3</sub> (extensivo) y ds<sub>4</sub> (completo).
2. Parámetros  $\mu_i$  y  $\beta_i$  de la distribución lognormal acumulativa para cada curva de fragilidad.

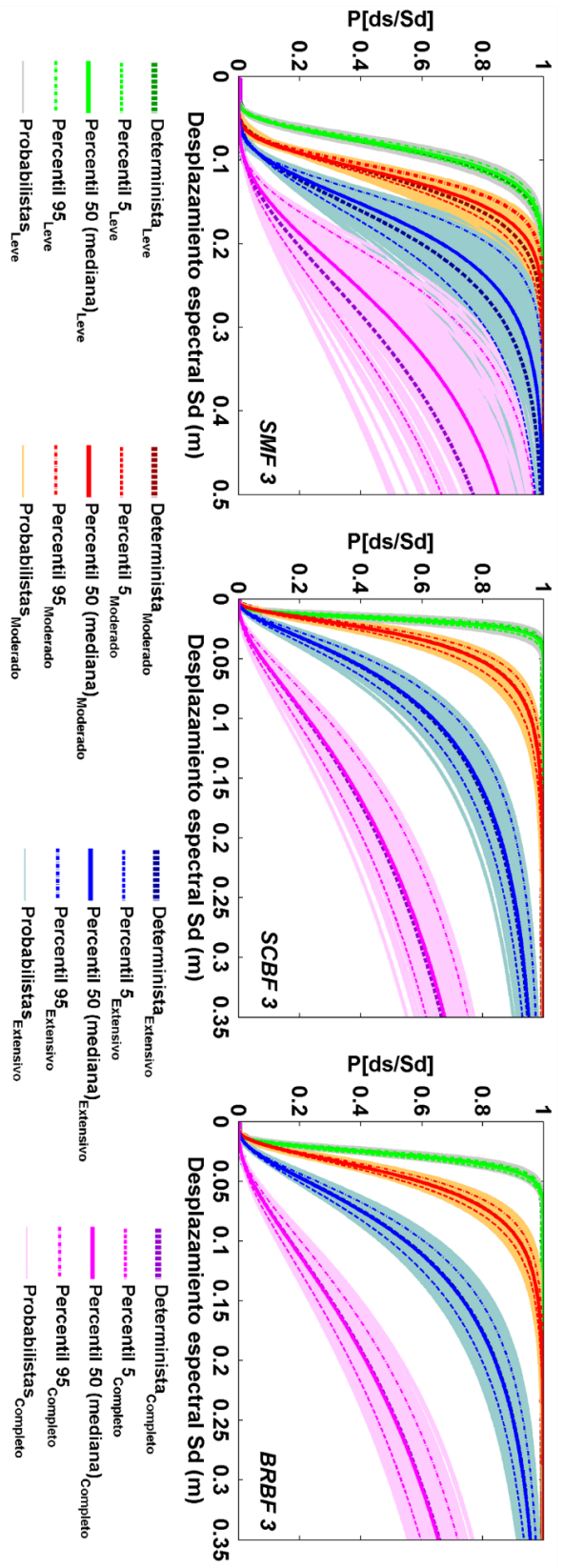


Figura 4-9 Curvas de fragilidad deterministas y probabilistas de los edificios SMF 3, SCBF 3 y BRBF 3.

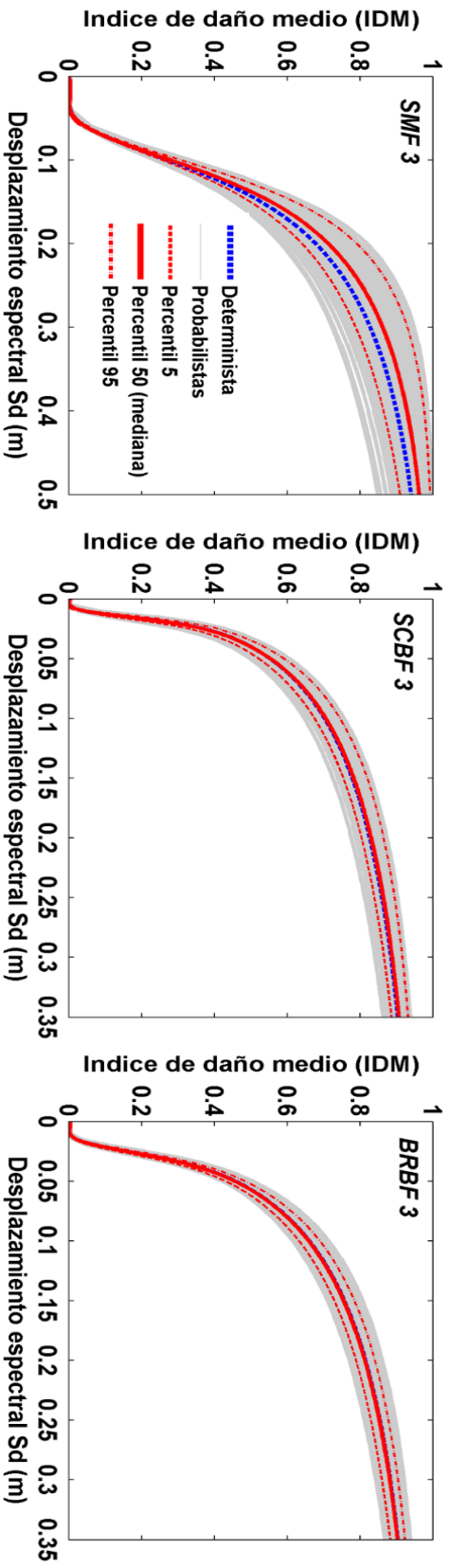


Figura 4-8 Índices de daño medio deterministas y probabilistas de los edificios SMF 3, SCBF 3 y BRBF 3.

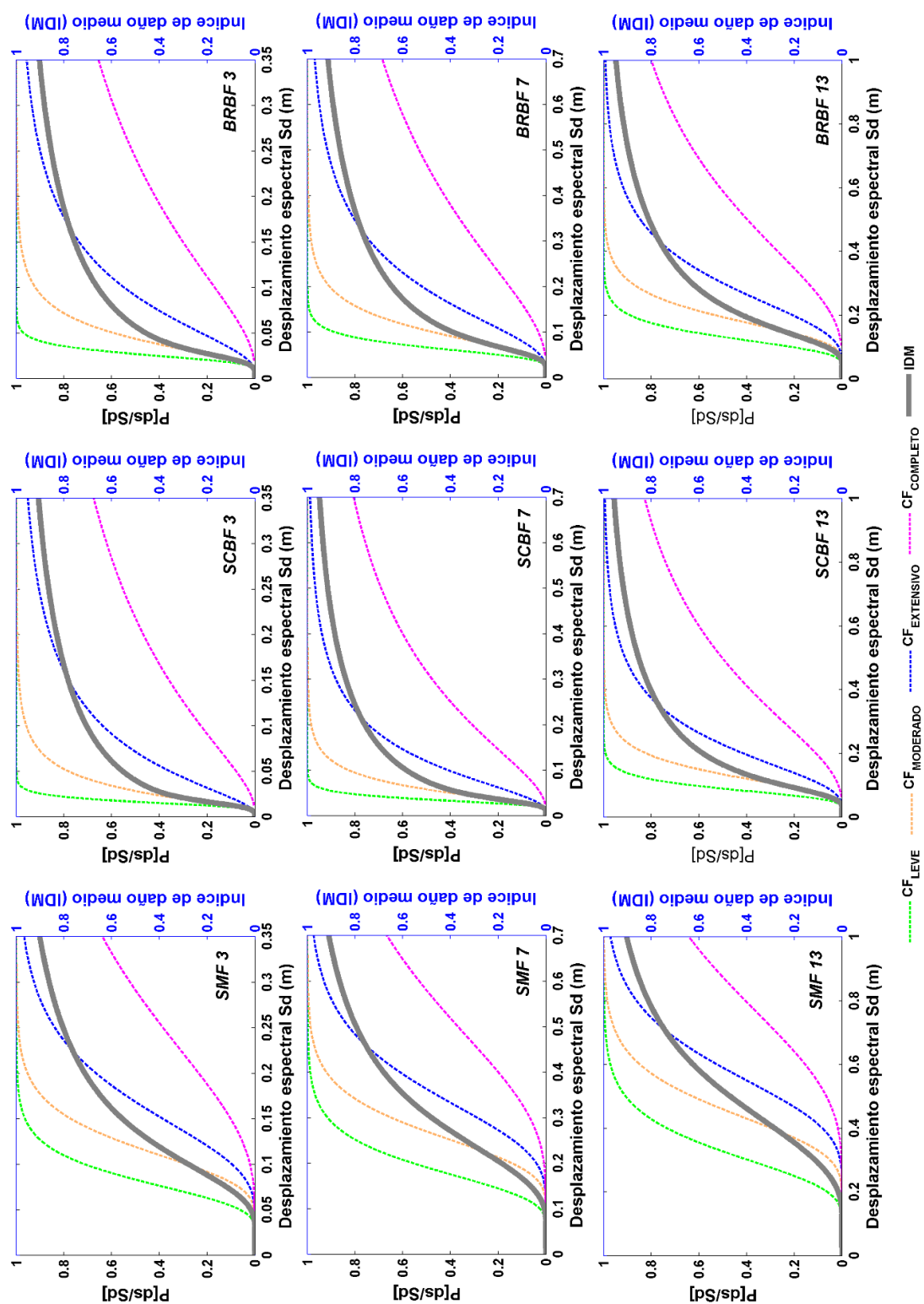


Figura 4-10 Percentil 50 de las curvas de fragilidad e índice de daño medio de los 9 arquetipos.

La Figura 4-11 muestra los índices IDM( $S_d$ ) para el percentil 50 y para los 9 arquetipos estudiados. Obsérvese cómo, de acuerdo con este índice e independientemente del número de pisos de los arquetipos, para un mismo desplazamiento espectral, los SCBF tendrían un mayor daño, seguidos de los BRBF y por último de los SMF. Esto es debido a que los SMF tienen desplazamiento de fluencia,  $S_{d_f}$  y desplazamiento último  $S_{d_u}$  muy superiores a los de los sistemas arriostrados; lo cual lleva a que, en los edificios arriostrados, los 4 estados de daño se presentarían para desplazamientos menores. Bajo esta perspectiva se podría tener la percepción de que los sistemas arriostrados no representan un beneficio en la reducción del daño; sin embargo, esto sería una percepción errónea, puesto que, hasta aquí, no se ha considerado el efecto de las acciones sísmicas en los análisis. Resulta importante considerar esta perspectiva, pues como se verá más adelante, son las características de las acciones sísmicas quienes, junto con los espectros de capacidad, definen los desplazamientos esperados, y, en consecuencia, determinan cuál es la intensidad sísmica que origina los desplazamientos que causarían los diferentes grados de daño en los arquetipos. Esta perspectiva puede obtenerse mediante el análisis del punto de capacidad por demanda (*performance point*) en función de la acción sísmica aplicada. En la siguiente sección se presenta el análisis del comportamiento sísmico de los arquetipos, lo que permitirá redefinir el IDM( $S_d$ ) en función de la intensidad sísmica y analizar, adecuadamente, el daño esperado en cada arquetipo para las acciones sísmicas de diseño en la zona de emplazamiento.

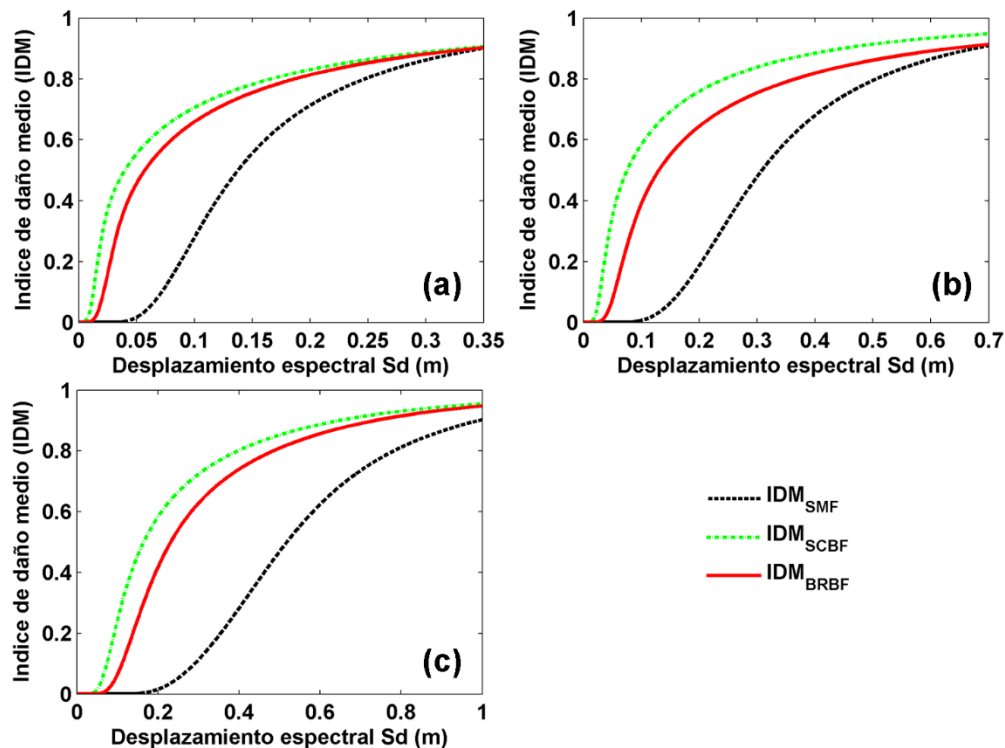


Figura 4-11 Comparación del percentil 50 (mediana) del índice de daño medio de los edificios arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

## 4.6 Rendimiento sísmico

El análisis del rendimiento de los edificios ante acciones sísmicas específicas permite tener un panorama real de daño esperado en los edificios. Para estudiar el funcionamiento de los edificios ante estas acciones, primero, es necesario definir la amenaza que se desea estudiar que, en el caso de esta tesis, está definida por el conjunto de acelerogramas compatibles con las zonas sísmicas de la Ciudad de México. Este conjunto de acelerogramas se ha generado en el capítulo 2. Dado que se tienen 9 edificios arquetipo muy bien caracterizados, para la evaluación de su funcionamiento, se seleccionará el grupo de acelerogramas de la zona que represente la mayor amenaza para los arquetipos. En la Figura 4- (a) se muestran los 6 espectros de diseño previstos para la Ciudad de México con los que son compatibles los espectros de respuesta de cada set de acelerogramas y los periodos fundamentales,  $T_1$ , de los arquetipos. De acuerdo con la Figura 4- (a), donde se han superpuesto los períodos propios de los 9 edificios prototipo sobre los espectros, se utilizarán los espectros de respuesta del grupo de 20 acelerogramas compatibles con la zona II para los SCBF 3 y BRBF 3; con la zona IIIa para los SMF 3, SCBF 7 y BRBF 7; finalmente, con la zona IIIb para los SMF 7, SMF 13, SCBF 13 y BRBF 13 (obsérvese la Figura 4- (b) donde se presenta una ampliación de la Figura 4- (a) para los periodos de interés, entre 0 y 2 s). De esta forma, se persigue usar las acciones sísmicas más desfavorables para cada edificio, obteniendo un panorama del comportamiento más crítico esperado en la Ciudad de México para cada arquetipo, de acuerdo con las acciones de diseño.

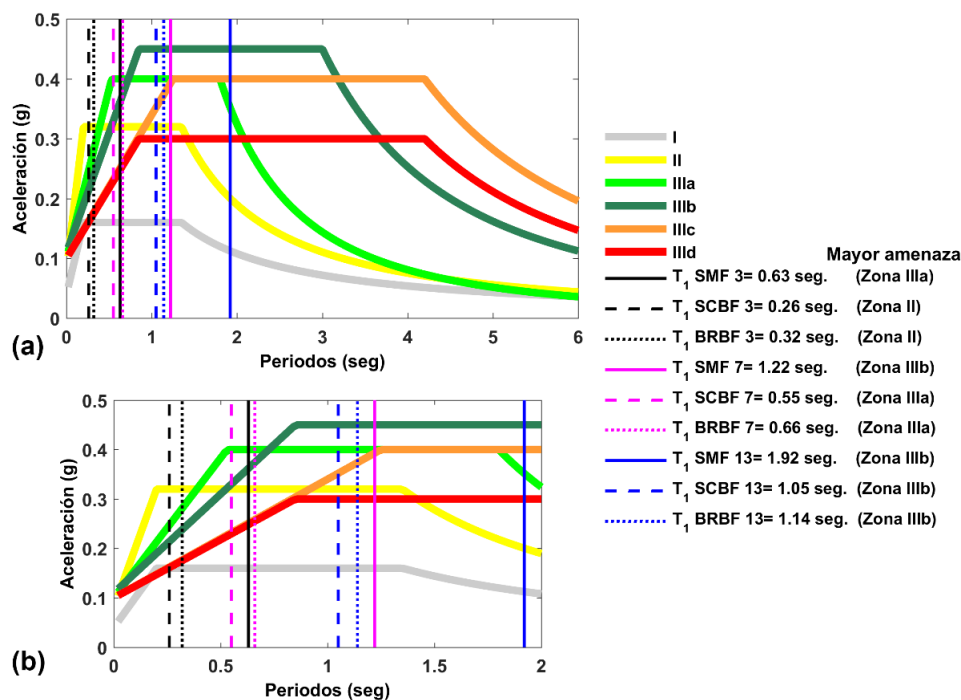


Figura 4-12 (a) Espectros de diseño para la Ciudad de México y periodos fundamentales ( $T_1$ ) de los arquetipos; se indican las respectivas zonas de mayor amenaza. (b) Ampliación de la Figura (a) en el rango entre 0 y 2 s.



Para la evaluación del funcionamiento sísmico o cálculo del punto de capacidad por demanda (PP, *performance point*) existen varias técnicas basadas en el NLSA. El método más conocido y utilizado es el método del espectro de capacidad (CSM), que consiste en cruzar los espectros de capacidad y de respuesta 5% amortiguada, ambos en formato Sa-Sd, mediante un proceso iterativo; como resultado se obtiene el desplazamiento espectral demandado por la intensidad sísmica aplicada. Sin embargo, el CSM presenta algunos inconvenientes para nuestra investigación, que se citan a continuación: i) el método fue desarrollado y calibrado para estructuras de hormigón armado, para las que ha mostrado tener resultados adecuados, siempre y cuando se tomen las decisiones correctas en la selección de los parámetros del método (ver el capítulo 8 del ATC-40 (1996)); esta labor no es trivial si se cambia de tipología de edificio; ii) el método resulta sencillo de programar y aplicar cuando la acción sísmica es definida por un espectro de respuesta suavizado, como son los de los códigos sísmicos; pero no resulta así cuando se utiliza un espectro de respuesta de un acelerograma, pues la forma propia de este tipo de espectros hace que la programación presente problemas de convergencia cuando el análisis implica la zona no lineal de la respuesta estructural; iii) cuando el método se aplica incrementando el PGA, la forma propia de los espectros de respuesta de los acelerogramas puede ocasionar inestabilidades debidas a que pueden obtenerse demandas de desplazamientos espectrales muy diferentes para PGA's cercanos. En esta tesis estamos abordando tipologías de edificios de acero que se analizan para diferentes acciones sísmicas representadas por espectros de respuesta de acelerogramas, por lo que se ha considerado que el CSM no es la mejor opción para este caso. Así, se ha preferido usar una técnica, presentada en años relativamente recientes, basada en el concepto del balance de energía (EBC) y que ha mostrado resultados correctos para edificios de acero cuando éstos resultados se comparan con los obtenidos con el NLDA (Mezzi et al. 2006; Leelataviwat et al. 2009); además esta técnica permite incorporar fácilmente espectros de respuesta de acelerogramas reales sin los inconvenientes apuntados más arriba. Esta técnica se describe a continuación.

El concepto de balance energético se basa en la relación entre el espectro de respuesta de energía,  $Sa_E$ , de la acción sísmica y la curva de capacidad, convertida a curva de Energía Acumulada por Deformación (EAD). Ambas curvas en formato desplazamiento espectral-Energía (Sd-E). Primero, la curva EAD se define como área bajo la curva de capacidad  $F(\delta)$ , con la siguiente ecuación:

$$EAD(\delta) = \int_0^{\delta} F(\xi) d\xi \quad 0 \leq \xi \leq \delta_u; \quad 0 \leq EAD(\delta) \leq EAD(\delta_u) \quad (4-7)$$

En esta curva se debe convertir el desplazamiento en el techo  $\delta$  a desplazamiento espectral mediante la relación  $Sd = \delta / PF_1$ . La Figura 4-13 muestra la curva de capacidad y su representación bilineal del percentil 50 del edificio SMF 3; así como su respectiva curva EAD obtenida y la energía para el punto de fluencia  $E_y$ .



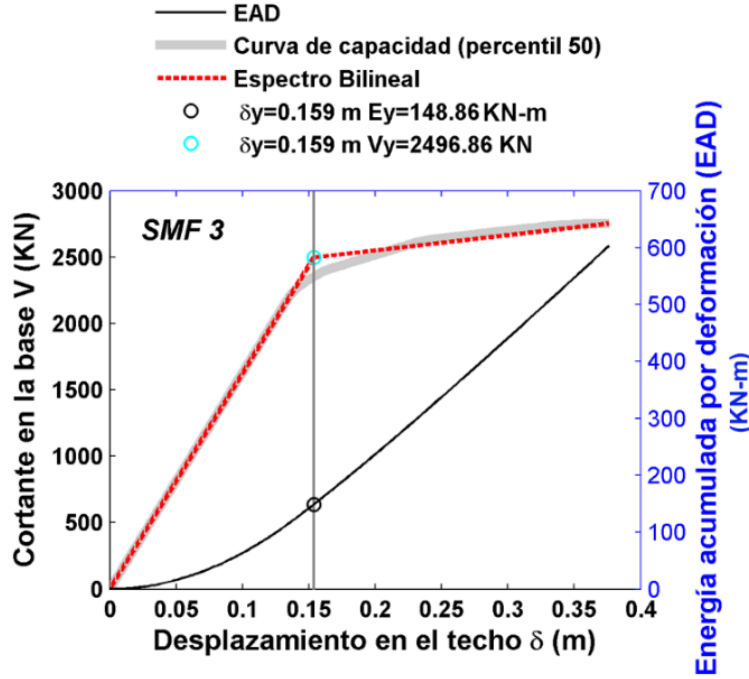


Figura 4-13 Curva de capacidad, representación bilineal y curva EAD para el edificio SMF 3 (percentil 50).

Por otra parte, el espectro de respuesta de energía  $Sa_E$  se obtiene con las siguientes ecuaciones (Chopra y Goel 2001; Lee y Goel 2001):

$$Sa_E = \frac{1}{2} M^* S_v^2 = \frac{1}{2} M^* S_a^2 \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad \mu_s = 1$$

$$Sa_E = \frac{1}{2} \gamma_E M^* S_v^2 = \frac{1}{2} \gamma_E M^* S_a^2 \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad \mu_s > 1 \quad (4-8)$$

$$\gamma_E = \frac{\mu_E}{R_y^2}; \quad \mu_E = 2\mu_s - 1 \quad (4-9)$$

donde  $M^*$  es la masa modal efectiva para el primer modo de vibración del edificio;  $T$  es el período;  $\mu_s$  es la ductilidad;  $\gamma_E$  es el factor de energía en términos de ductilidad de energía  $\mu_E$ ;  $R_y$  es el factor de reducción por ductilidad;  $S_v$  y  $S_a$  son el espectro de velocidad y aceleración respectivamente. Los valores  $R_y$  pueden obtenerse fácilmente con algunas de las ecuaciones  $R_y - \mu_s - T$  de la literatura; para esta tesis, se han obtenido usando las ecuaciones propuestas por Chopra (1995), basadas en el espectro de diseño elástico de Newmark y Hall (1982) (ver Figura 4-14). Estas ecuaciones se presentan a continuación:

$$R_y = \begin{cases} 1 & T < T_a \\ (2\mu_s - 1)^{\frac{\beta}{2}} & T_a \leq T \leq T_b \\ \sqrt{2\mu_s - 1} & T_b \leq T \leq T_c \sqrt{2\mu_s - 1} / \mu_s \\ (T/T_c) \mu_s & T_c \sqrt{2\mu_s - 1} / \mu_s \leq T \leq T_c \\ \mu_s & T > T_c \end{cases} \quad (4-10)$$

$$\beta = \ln\left(\frac{T}{T_a}\right) \ln\left(\frac{T_a}{T_b}\right) \quad (4-11)$$

donde  $T_a$ ,  $T_b$  y  $T_c$  se definen en la Figura 4-14. De acuerdo a Chopra (1995) y, teniendo en cuenta las condiciones de suelo de la Ciudad de México, para este estudio se definen:  $T_a=0.030$  s.,  $T_b=0.125$  s. y  $T_c=0.6$  s. El desplazamiento espectral del espectro de energía se puede obtener como  $S_d=Sa(T/2\pi)^2$ . La Figura 4-15 muestra un ejemplo de espectro de respuesta para un valor de PGA de 0.48 g, compatible con la zona IIIa en formato: (a)  $S_a - T$ ; (b)  $S_a - S_d$  y (c)  $S_{aE} - S_d$ , para una masa  $M^*=241.88$  kN s<sup>2</sup>/m correspondiente al edificio SMF 3; considerando  $\mu_s=1$  en las ecuaciones (4-8) a la (4-11) y normalizado por  $E_y$  de la curva EAD.

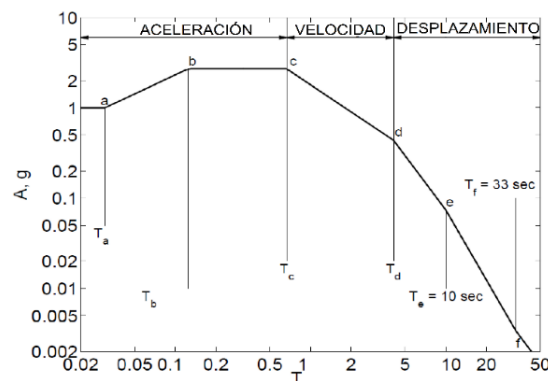


Figura 4-14 Espectros de diseño elástico de Newmark y Hall (1982).

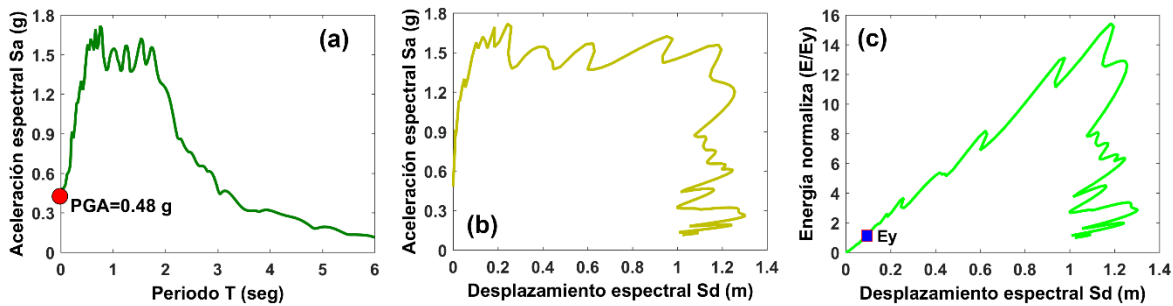


Figura 4-15 Espectros de respuesta del acelerograma compatible con zona IIIa escalado a un PGA 0.48 g en formato (a)  $S_a - T$ ; (b)  $S_a - S_d$  y (c)  $S_{aE} - S_d$ .

Ahora bien, para hacer el balance de energía y obtener el desplazamiento del punto de capacidad por demanda (PP), se deben seguir los siguientes pasos: PASO 1) normalizar el espectro de energía  $S_{aE}$  y la curva EAD por la energía de fluencia  $E_y$ , correspondiente al desplazamiento de fluencia  $\delta_y$  de la representación bilineal. PASO 2) obtener el espectro  $S_{aE}$  para un  $\mu_s = 1$  y encontrar el PP ( $S_{dPP}$ ) mediante el cruce con la curva EAD. PASO 3) obtener la ductilidad  $\mu_{PP}$ , mediante la relación del  $S_{dPP}$  con el desplazamiento espectral de fluencia  $S_{dy}$ . Si  $\mu_{PP} \leq 1$ , el  $S_{dPP}$  es el desplazamiento espectral de rendimiento para la acción sísmica aplicada y la estructura tendrá un rendimiento en su rango lineal; de otra manera se debe realizar nuevamente el PASO 2 incrementando  $\mu_s$  y calculando un nuevo  $S_{dPP}$  y  $\mu_{PP}$ . Este proceso

iterativo se repite hasta que  $\mu_s$  y  $\mu_{PP}$  sean iguales o cumplan con un error preestablecido; lo que indicará que el nuevo  $S_{dPP}$  es el desplazamiento espectral del PP para la acción sísmica aplicada y la estructura estará en su rango no lineal. PASO 4) convertir el  $S_{dPP}$  a desplazamiento en el techo  $\delta_{PP} = FP_1 * S_{dPP}$ . La Figura 4-16 muestra el equilibrio energético para la curva de capacidad del percentil 50 del edificio SMF 3, con  $M^* = 241.88 \text{ kN}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$ ,  $\delta_y = 0.159 \text{ m}$ ,  $E_y = 148.86$ ,  $PF_1 = 1.286$ ,  $S_{d_y} = 0.124 \text{ m}$  y el espectro de respuesta con PGA de  $0.48 \text{ g}$  mostrado en la Figura 4-15. El desplazamiento del PP obtenido, para este caso, es  $S_{dPP} = 0.184 \text{ m}$  ( $\delta_{PP} = 0.237 \text{ m}$ ) y una ductilidad  $\mu_{PP} = 1.48$ . En esta tesis se usa la técnica EBC para calcular el punto de capacidad por demanda de los arquetipos para la zona de estudio.

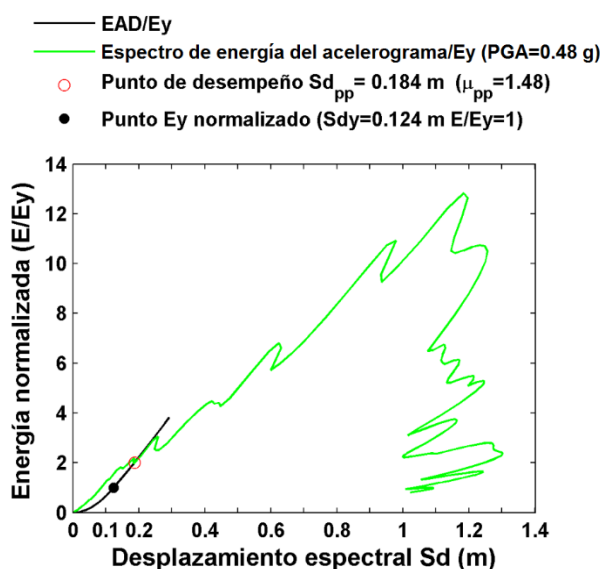


Figura 4-16 Punto de capacidad por demanda obtenido con el método de balance energético para el caso del percentil 50 del edificio SMF 3 con el espectro de la Figura 4-15 para un PGA  $0.48 \text{ g}$ .

Para definir la capacidad de los arquetipos, se utilizarán las 3 curvas de capacidad percentiles (5, 50 y 95) obtenidas en la sección 4.2 de los arquetipos. De esta manera la evaluación del comportamiento sísmico de cada arquetipo se realizará aplicando, de forma incremental en PGA, los 20 espectros de respuesta que le correspondan; es decir de cada arquetipo se obtendrán 60 curvas (20 acelerogramas por 3 percentiles, que relacionarán el PGA con el desplazamiento en el techo del punto de rendimiento,  $\delta_{PP}$ ). La Figura 4-17 muestra las relaciones PGA -  $\delta_{PP}$  de los 3 percentiles obtenidas para los arquetipos de 3 pisos; también se muestran indicadores de los estados de daño en estas relaciones. En la Tabla 4-7 se presentan los PGA obtenidos en función del estado de daño para los 3 percentiles de los diferentes arquetipos. En la Figura 4-18 se comparan, por número de pisos, para el percentil 50, las relaciones PGA -  $\delta_{PP}$  de los arquetipos. De este análisis comparativo de las diferentes curvas PGA -  $\delta_{PP}$  de los arquetipos, se observan tres aspectos importantes: 1) las curvas de los SMF tienen una tendencia de una mayor pendiente, mientras que las tendencias de las

curvas de los SCBF y BRBF son de pendiente menores, es decir en los SMF los desplazamientos crecen de forma más rápida; 2) la zona lineal es mayor en los SMF, seguida de los BRBF y por último la SCBF, lo cual está relacionado con que el  $S_d$  en los SMF se da para un mayor desplazamiento, mientras que el  $S_d$  de los SCBF se presenta para desplazamientos pequeños, debido al pandeo de las riostras; y 3) los SMF y SCBF presentan su estado de daño completo, para valores de PGA en el mismo rango; no así en el caso de los BRBF, donde para los edificios de 3, 7 y 13 pisos, el PGA que causaría su colapso es mayor en un 30, 40 y 60 %, respectivamente, que las correspondientes a los edificios SMF y SCBF con el mismo número de pisos. Estos tres aspectos conducen a concluir: i) que los SMF son la tipología que presentarían mayores desplazamientos para un mismo PGA; iii) los SCBF restringen mejor los desplazamientos que los SMF, pero al tener una zona lineal muy corta se puede dar el caso que para un mismo PGA los SCBF estén en su zona no lineal, lo que representa daño en algunos de sus elementos, mientras que los SMF sigan en su zona lineal sin daño; y iii) los BRBF son la tipología que presentan el mejor comportamiento, para prevenir grandes desplazamientos y soportar las mayores intensidades. Estas conclusiones se pueden observar con mayor claridad en el caso de los edificios de 13 pisos, donde las tres tipologías evaluadas (SMF, SCBF y BRBF) tienen su mayor amenaza en la zona IIIB y por tal fueron sometidos a las mismas acciones sísmicas. Por otra parte, si analizamos por pisos los valores de PGA's que resisten los arquetipos, vemos que los de 3 pisos tienen un valor máximo de 1.31 g, los de 7 pisos un valor máximo de 0.78 g y los de 13 pisos un valor máximo de 0.55 g. Los que nos indica que los de 13 pisos son los más propensos a tener mayores daños con menores intensidades sísmicas. Por último, es importante mencionar que, las máximas dispersiones encontradas en los valores de PGA que causarían el colapso en los diferentes arquetipos están en el rango entre el 5 y el 15%, dispersiones que tendrán importancia en la siguiente sección que se dedica a la generación de curvas de fragilidad de colapso.

Tabla 4-7 Valores del PGA (en unidades de g) correspondientes a los umbrales de los estados de daño de los diferentes arquetipos.

		SMF				SCBF				BRBF			
		ds <sub>1</sub>	ds <sub>2</sub>	ds <sub>3</sub>	ds <sub>4</sub>	ds <sub>1</sub>	ds <sub>2</sub>	ds <sub>3</sub>	ds <sub>4</sub>	ds <sub>1</sub>	ds <sub>2</sub>	ds <sub>3</sub>	ds <sub>4</sub>
		PGA (g)											
3 PISOS	Percentil 95	0.16	0.24	0.53	1.13	0.08	0.14	0.26	1.21	0.40	0.54	0.77	1.31
	Percentil 50 (mediana)	<b>0.19</b>	<b>0.28</b>	<b>0.51</b>	<b>0.98</b>	<b>0.09</b>	<b>0.16</b>	<b>0.28</b>	<b>1.06</b>	<b>0.44</b>	<b>0.57</b>	<b>0.79</b>	<b>1.30</b>
	Percentil 5	0.24	0.34	0.54	0.89	0.12	0.18	0.27	0.96	0.47	0.64	0.87	1.27
7 PISOS	Percentil 95	0.11	0.15	0.24	0.48	0.10	0.13	0.21	0.55	0.11	0.16	0.36	0.78
	Percentil 50 (mediana)	<b>0.12</b>	<b>0.17</b>	<b>0.25</b>	<b>0.47</b>	<b>0.10</b>	<b>0.13</b>	<b>0.20</b>	<b>0.52</b>	<b>0.13</b>	<b>0.18</b>	<b>0.35</b>	<b>0.71</b>
	Percentil 5	0.14	0.19	0.25	0.41	0.10	0.12	0.18	0.46	0.10	0.13	0.24	0.54
13 PISOS	Percentil 95	0.06	0.08	0.12	0.27	0.06	0.09	0.14	0.30	0.12	0.17	0.29	0.55
	Percentil 50 (mediana)	<b>0.06</b>	<b>0.09</b>	<b>0.12</b>	<b>0.23</b>	<b>0.07</b>	<b>0.09</b>	<b>0.14</b>	<b>0.28</b>	<b>0.14</b>	<b>0.18</b>	<b>0.29</b>	<b>0.50</b>
	Percentil 5	0.08	0.11	0.13	0.21	0.09	0.11	0.15	0.27	0.14	0.21	0.30	0.44

1. Estados de daño no nulo: ds<sub>1</sub> (Leve); ds<sub>2</sub> (Moderado); ds<sub>3</sub> (Extensivo) and ds<sub>4</sub> (Completo).

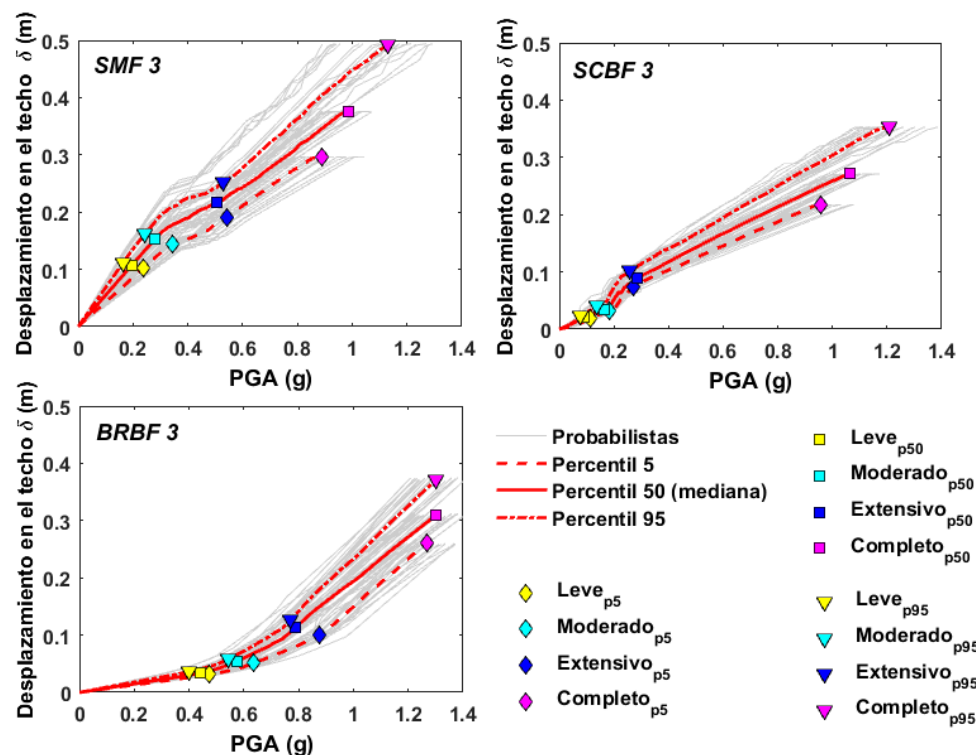


Figura 4-17 Relación PGA –  $\delta_{pp}$  percentil 5, 50 (mediana) y 95 de los arquetipos de 3 pisos.

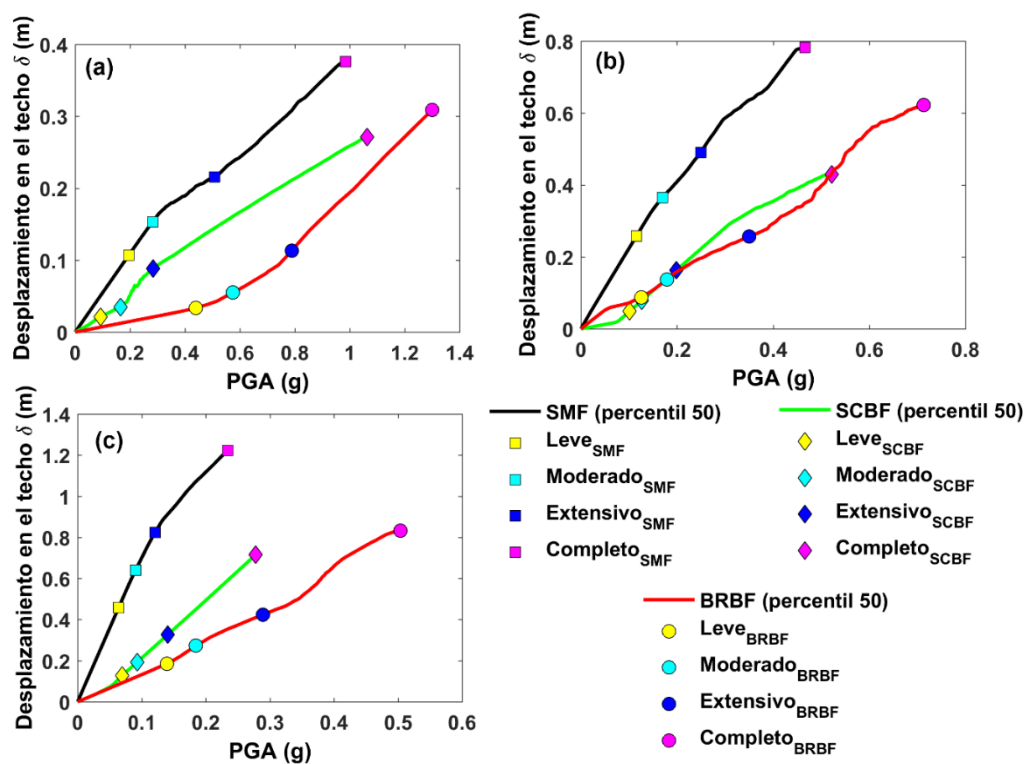


Figura 4-18 Comparación por pisos de la relación PGA –  $\delta_{pp}$  percentil 50 (mediana) de los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

Ahora bien, para tener un panorama del daño esperado en función de la intensidad sísmica, serán utilizadas las relaciones  $\text{PGA} - \delta_{PP}$  para establecer el  $\text{IDM}(\text{Sd})$  calculado en la sección anterior, pero ahora en función del  $\text{PGA}$ ,  $\text{IDM}(\text{PGA})$ . Esta relación permite analizar el daño esperado en términos de los 5 estados de daño usados (incluyendo el estado de daño nulo) de acuerdo a la siguiente clasificación del rango del índice o grado de daño medio:  $\text{IDM}(\text{PGA})_{\text{Nulo}} \leq 0.25$ ,  $0.25 < \text{IDM}(\text{PGA})_{\text{Leve}} \leq 0.5$ ,  $0.5 < \text{IDM}(\text{PGA})_{\text{Moderado}} \leq 0.75$ ,  $0.75 < \text{IDM}(\text{PGA})_{\text{Extensivo}} < 1$  y  $\text{IDM}(\text{PGA})_{\text{Completo}} = 1$ . Así, teniendo en cuenta que las aceleraciones de diseño  $\text{PGA}$  máximas esperadas en la Ciudad de México de acuerdo con la NTC-DF son 0.11 g para estructuras normales (tipo A=Casa-Habitación, oficinas, etc.) y 0.165 g para estructuras de mayor importancia (tipo B=Hospitales, escuelas, etc.), puede estimarse el estado de daño más probable para los arquetipos por estas aceleraciones de diseño. Los resultados se muestran en la Figura 4-19 y en la Tabla 4-8 para el percentil 50 de los arquetipos. Los arquetipos fueron diseñados como tipo A, obsérvese que los SMF y BRBF de 3 y 7 pisos no tendrían daño, no así los SCBF de 3 y 7 que tendrían daño leve; por último, los BRBF 13 no tendrían daño, mientras que los SMF 13 y SCBF 13 presentarían daño moderado. No conviene perder de vista los siguientes puntos: 1) las especiales características de la Ciudad de México, con suelos blandos que amplifican las bajas frecuencias, afectan más a los edificios relativamente altos, debido a efectos de resonancia y 2) sería recomendable contrastar los resultados obtenidos con un índice de daño físico en los arquetipos que permita contrastar el significado del IDM, que tiene un significado meramente probabilista.

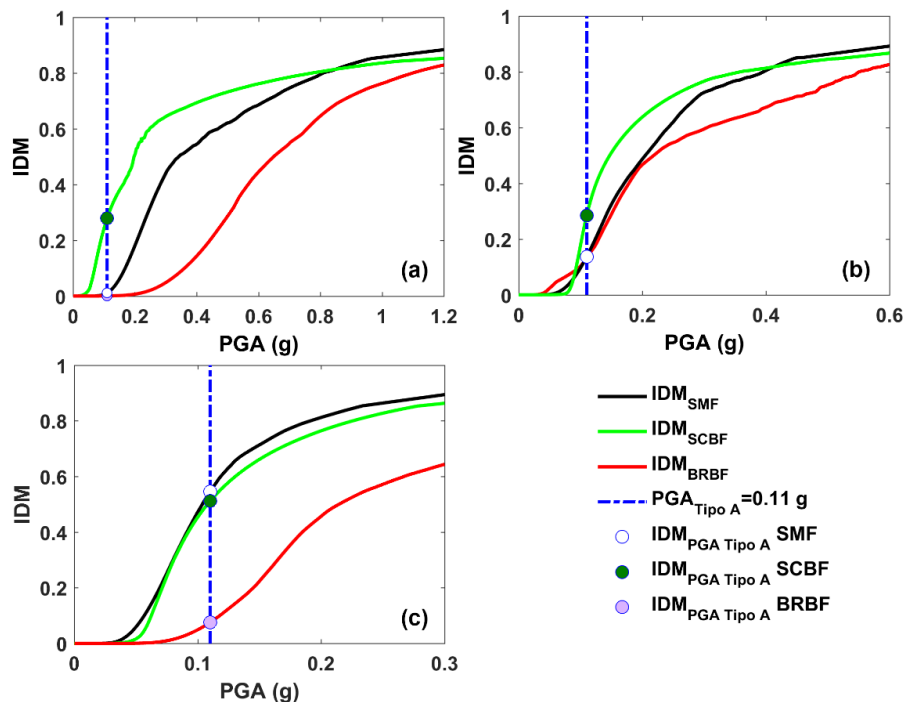


Figura 4-19 Estimación del grado de daño más probable en los arquetipos: (a) de 3 pisos; (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos para la zona de estudio.

Tabla 4-8 IDM percentil 50 de los arquetipos para la amenaza máxima tipo A de la zona de estudio.

		SMF	SCBF	BRBF
3 PISOS	tipo A	0.012	0.278	0
7 PISOS	tipo A	0.137	0.285	0.136
13 PISOS	tipo A	0.545	0.511	0.075

#### 4.7 Evaluación probabilista del colapso (enfoque estático)

Una aplicación para los resultados de los análisis probabilistas es el desarrollo de la llamada Curva de Fragilidad del Colapso, CFC (Ibarra et al. 2002). La CFC se puede definir por el ajuste de una función de distribución lognormal cumulativa que represente la probabilidad de excedencia del estado de daño de colapso de la estructura obtenida con los PGA con capacidad para causar el colapso en una estructura como resultado de varios análisis dinámicos no lineales incrementales. De esta manera la CFC queda completamente definida por dos parámetros: i) la intensidad media del colapso  $\mu_{CFC}$ , y ii) la desviación estándar del logaritmo natural  $\sigma_{CFC}$ . Este tipo de curvas es usada en las metodologías presentadas en FEMA P695 (2009) y FEMA P-58-1 y 2 (2012) para la evaluación sísmica probabilista de edificios y, además, como veremos más adelante, puede servir para estimar la frecuencia media anual de colapso (Mean Annual Frequencies of Collapse  $\lambda_C$ ), si se realiza la convolución de la CFC con la curva de peligrosidad sísmica dada en frecuencia anual de excedencia del PGA de un sitio específico. Estas curvas de peligrosidad se pueden obtener de un estudio de peligrosidad sísmica probabilista (Chandramohan et al. 2016; Miranda et al. 2017). La estimación de  $\lambda_C$  se puede realizar con la siguiente expresión:

$$\lambda_C = \int_0^{\infty} P(C|im) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{d(im)} \right| d(im) \quad (4-12)$$

donde  $P(C|im)$  es la probabilidad que la estructura pueda colapsar (C) por un nivel de intensidad sísmica  $im$ . Es decir, puede usarse la curva de fragilidad, CFC en función del PGA;  $d\lambda_{IM}(im)/d(im)$  es la pendiente de la curva de peligrosidad sísmica para el sitio objeto de análisis. La ecuación (4-12) puede resolverse numéricamente mediante la suma del producto de la CFC por la pendiente de la curva de peligrosidad para cada intensidad sísmica PGA, y multiplicada por el incremento  $\Delta pga$ , como se muestra en la siguiente ecuación.

$$\lambda_C = \sum_{i=1}^{\infty} (CFC|PGA_i) \left| \frac{d\lambda_{PGA}(PGA_i)}{d(pga)} \right| \Delta pga \quad (4-13)$$

Obsérvese que PGA y CFC en la ecuación (4-13) corresponden respectivamente a  $im$  y a  $P(C)$ , respectivamente en la ecuación (4-12). De esta forma, tanto el edificio como la amenaza son abordados desde un enfoque probabilista. El FEMA P-1050-1 (2015) recomienda dos niveles de prevención de colapso que deben ser revisados: 1) que la máxima amenaza del sitio en estudio determinada por el PGA no debe



superar el 10% en la curva de fragilidad de colapso ( $P|CFC_{Max(PGA)} \leq 10\%$ , es decir 0.1) y 2) que la probabilidad de excedencia para un periodo de retorno  $P(\lambda_C|T)$  de 50 años no exceda el 1%. La probabilidad anual  $\lambda_C$  correspondiente será del 0.02%, es decir,  $2.00E-04$  y fue calculada con la siguiente ecuación (McGuire 2004):

$$\lambda_C = 1 - (1 - P(\lambda_C|T))^{1/T} \quad (4-14)$$

Para esta investigación se utilizará la curva de peligrosidad sísmica para la Ciudad de México propuesta por Ordaz et al. (2000) y se obtendrán las CFC de los arquetipos mediante un enfoque estático; es decir usando resultados del NLDA. Así la CFC se genera utilizando los puntos PP correspondientes al PGA de colapso en cada una de las curvas PGA -  $\delta_{PP}$  probabilistas. Con la ecuación (4-13) se estimará su frecuencia media anual de colapso  $\lambda_C$ . La Figura 4-20 muestra la curva de peligrosidad utilizada y la Figura 4-21 la CFC de los arquetipos.

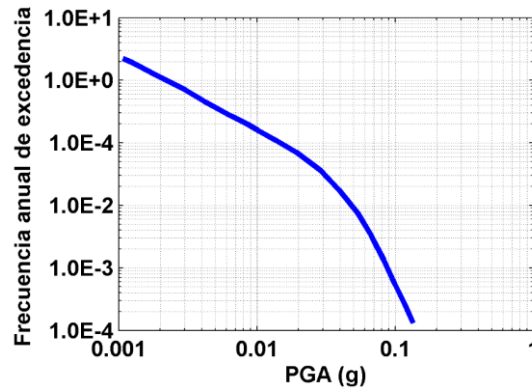


Figura 4-20 Curva de peligrosidad sísmica para la zona de estudio (zona II) (Ciudad de México) (Ordaz et al. 2000).

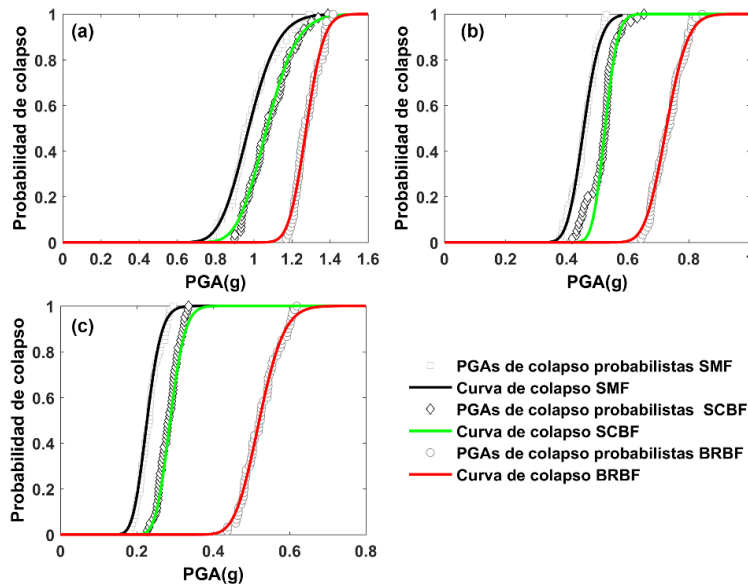


Figura 4-21 Curvas de fragilidad de colapso probabilistas, obtenidas a partir de NLSA para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

En la Tabla 4-9 se presentan los respectivos parámetros  $\mu_{CFC}$  y  $\sigma_{CFC}$ . El valor del parámetro  $\mu_{CFC}$  representa la probabilidad media de colapso correspondiente a la probabilidad de excedencia de colapso del 50% en la CFC y el parámetro  $\sigma_{CFC}$  su respectiva desviación estándar, la cual está relacionada con la dispersión que tengan los valores de los PGA de colapso y que puede llevar a que la curva sea más inclinada, creciendo muy rápidamente la probabilidad, o sea menos inclinada, de forma que la probabilidad crezca de forma más moderada. Obsérvese cómo, en todos los casos, el  $\mu_{CFC}$  de los arquetipos BRBF es el que tiene un mayor valor y el de los SMF el menor; este hecho indica que los sistemas BRBF tendrán un mejor comportamiento ante el colapso, además obsérvese que los edificios altos, y sobre todo los SMF 13, son los que tienen una mayor vulnerabilidad al colapso para la Ciudad de México, ya que tienen los menores valores del parámetro  $\mu_{CFC}$ . En lo que respecta al  $\sigma_{CFC}$  se obtuvieron valores que corresponden a la dispersión en los PGA de colapso obtenida en la sección anterior. Se observa que los SMF son los que presentan una mayor dispersión en los PGA's de colapso.

Tabla 4-9 Parámetros,  $\mu_{CFC}$  y  $\sigma_{CFC}$ , de las curvas de fragilidad de colapso probabilistas para los diferentes arquetipos (obtenidas mediante NLSA).

		SMF	SCBF	BRBF
3 PISOS	$\mu_{CFC}$ (PGA en g)	0.974	1.065	1.275
	$\sigma_{CFC}$	0.125	0.116	0.057
7 PISOS	$\mu_{CFC}$ (PGA en g)	0.456	0.529	0.726
	$\sigma_{CFC}$	0.095	0.062	0.076
13 PISOS	$\mu_{CFC}$ (PGA en g)	0.227	0.287	0.520
	$\sigma_{CFC}$	0.131	0.106	0.098

En la Tabla 4-10 se muestran los resultados de la evaluación de colapso para los siguientes casos: 1) para la máxima amenaza en la zona de estudio, que corresponde a un  $PGA_{\text{tipo A zona II}} = 0.08 \text{ g}$  (NTC-DF 2004) y 2) el cálculo de  $\lambda_C$  para la curva de peligrosidad sísmica de la Ciudad de México. Los dos niveles de prevención de colapso recomendados en el FEMA P-1050-1 (2015), descritos más arriba, se cumplen para todos los arquetipos, ya que las probabilidades obtenidas son muy bajas. Este hecho es debido a que los arquetipos han tenido un diseño estructural correcto, siguiendo los criterios de la NTC-DF (2004). Es importante mencionar también que, en el caso particular de los SMF 13, se obtiene una  $\lambda_C = 7.15 \text{ E-}10$ , que se acerca al límite de  $\lambda_C = 2.00 \text{ E-}4$  del FEMA P-1050-1 (2015), por lo cual, si bien no habría problemas de colapso, estos edificios podrían presentar algún nivel de daño. Además, a partir del valor de  $\lambda_C$ , se puede calcular la probabilidad de excedencia para un periodo de retorno T en años  $P(\lambda_C|T)$  de que se presente el colapso en los edificios, con base en la ecuación (4-14) de la siguiente manera:

$$P(\lambda_C|T) = \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{\lambda_C + 1}} \right] \quad (4-15)$$

Tomando como ejemplo  $\lambda_C = 7.15E-10$  obtenido para los edificios SMF 13 para un periodo de retorno de 50 años, se obtiene una  $P(\lambda_C|T)$  de  $3.57E-08$ , que sigue siendo menor a la probabilidad de excedencia que permite el FEMA P-1050-1 (2015) de 0.01 en 50 años. Por último, la ecuación (4-13) también puede usarse para estimar la probabilidad de excedencia para otros niveles de daño anteriores al colapso. Para ello, la CFC no se estimaría con los PGA que causan el colapso, si no con los PGA que causan el nivel de desplazamiento o de daño que se quiere evaluar. De esta forma  $\lambda_C$  definirá la probabilidad de que se exceda el nivel fijado.

Tabla 4-10 Resultados de la evaluación del colapso para la máxima amenaza (PGA=0.08 g) de los arquetipos en la Ciudad de México en la zona II y para la curva de peligrosidad de la Figura 4-20.

		SMF	SCBF	BRBF
3 PISOS	$P CFC_{Max(PGA)}$	4.34E-46	1.89E-58	4.04E-282
	$\lambda_C$	2.39E-62	3.40E-77	0.00E+00
7 PISOS	$P CFC_{Max(PGA)}$	5.06E-27	4.47E-79	6.08E-85
	$\lambda_C$	1.03E-43	2.96E-115	7.56E-116
13 PISOS	$P CFC_{Max(PGA)}$	7.44E-03	8.85E-08	5.46E-32
	$\lambda_C$	7.15E-10	3.53E-18	2.95E-49

1.  $P|CFM_{Max(PGA)}$  probabilidad de colapso para el máximo PGA en la zona de estudio y  $\lambda_C$  frecuencia media anual de colapso.

#### 4.8 Resumen y conclusiones

En este capítulo se ha presentado la evaluación sísmica, determinista y probabilista, completa de los 9 edificios arquetipo analizados en esta tesis desde un enfoque basado en NLSA. Concretamente se han obtenido curvas y espectros de capacidad, curvas de fragilidad, índices de daño medio y el comportamiento (performance) esperado para la zona de estudio. Es importante decir que el cálculo del punto de capacidad por demanda (performance point) se ha efectuado con un método basado en el equilibrio energético. Por otra parte, se ha realizado también una evaluación de la probabilidad de que los arquetipos excedan su nivel de colapso para la amenaza de diseño prevista para la Ciudad de México. De los principales resultados obtenidos se resaltan las siguientes conclusiones: i) para todos los edificios estudiados, el percentil 50 de las curvas/espectros de capacidad es consistente con la obtenida de forma determinista, usando los valores medios de las propiedades mecánicas usados en los análisis probabilistas; no obstante, el análisis probabilista se considera preferible ya que al incorporar las incertidumbres en las propiedades de los edificios permite obtener las incertidumbres en la respuesta proporcionando una información más completa que incluye los márgenes de confiabilidad; esto resulta de vital importancia sobre todo cuando el nivel de las acciones sísmicas conlleva la respuesta no lineal de edificio, lo que contribuye a aumentar la dispersión de y la incertidumbre en la respuesta. ii) En todos los casos analizados, el percentil 50 del desplazamiento último en el techo,  $\delta_u$ , es decir, el valor mediano, representa bien a los  $\delta_u$  probabilistas dado que el coeficiente de variación es pequeño. iii) Los arquetipos SCBF y BRBF tienen una mejor capacidad a

cortante,  $V$ , que los SMF; sin embargo, en los SCBF su punto de fluencia y de capacidad última se obtiene para desplazamientos menores, mientras que los BRBF sí muestran un mejor comportamiento en los desplazamientos esperados para la fluencia y capacidad última, similar a los SMF. Los reducidos desplazamientos de los puntos de fluencia y de capacidad última de los SCBF se deben a que sus riostras son elementos muy frágiles que pueden presentar fallos por pandeo ya para desplazamientos pequeños. iv) En todos los casos las curvas de fragilidad de los estados de daño extensivo y completo presentan mayor dispersión debido a una alta variabilidad en los desplazamientos últimos, mientras que las curvas de fragilidad de los estados de daño leve y moderado las dispersiones son menores ya que dependen de los desplazamientos de los puntos de fluencia que presentan una dispersión menor. v) El método del balance de energía, usado para la evaluación del rendimiento, es una técnica relativamente sencilla de implementar que evita los inconvenientes de usar el método tradicional del ATC-40 (1996) para espectros de respuesta de acelerogramas reales. vi) La comparación entre los comportamientos sísmicos de edificios con diferentes sistemas estructurales, debe basarse en la intensidad de la acción sísmica, es decir, en las relaciones PGA-desplazamiento, más que en las curvas de fragilidad; sólo de esta manera se obtiene un panorama completo del rendimiento sísmico esperado y sólo de esta manera es posible analizar y valorar adecuadamente las ventajas y desventajas de cada sistema constructivo. vii) Con respecto al comportamiento (performance) obtenido para las acciones sísmicas consideradas, los edificios BRBF son los que restringen mejor los desplazamientos, ya que, para una misma PGA, son los que tienen un menor desplazamiento, seguidos de los SCBF y por último los SMF, que tendrían grandes desplazamientos. viii) En lo que respecta a la evaluación del daño, ésta se ha realizado usando el grado o estado de daño medio, IDM, en función del desplazamiento espectral  $S_d$  y, lo que es más importante, en función de la intensidad PGA; de forma general se observa cómo los arquetipos BRBF son los que tienen un mejor comportamiento, sobre todo para la zona de suelo muy blando (IIIb), dado que estos edificios son los que mejor resisten las intensidades sísmicas antes de presentar algún tipo de daño; para las mismas intensidades, los SCBF y SMF presentan más daño. Los SCBF, restringen mejor los desplazamientos que los SMF y no comprometen sus elementos estructurales de vigas y columnas, pero como contrapartida, sus riostras al ser elementos frágiles, podrían dañarse prematuramente, para intensidades de PGA en las cuales los SMF aún estarían en su rango lineal y no presentarían ningún daño. ix) De la evaluación del rendimiento para la zona sísmica, se observó que los edificios de 13 pisos son los más vulnerables para la zona de suelo muy blando (IIIb), ya que son esperables mayores desplazamientos y daños para menores PGA's que los de 7 y 3 pisos, lo cual se atribuye a las características de suelos blandos de la Ciudad de México. En lo que respecta a los estados de daño obtenidos en función del IDM(PGA) y para la amenaza para edificios tipo A, es decir para edificios de uso residencial normal, los resultados indican que los edificios SCBF de 3 y 7 pisos tendrían daño leve mientras que los

edificios de 13 pisos tipo SCBF y, principalmente los de tipo SMF, podrían soportar daños moderados. Vale la pena recordar que el IDM(PGA) es un parámetro estadístico, que define el valor medio de una distribución de probabilidad binomial, por lo que es recomendable que los resultados sean contrastados con un indicador del daño físico de los diferentes elementos estructurales. Este análisis de daño físico se realiza en el siguiente capítulo, con un índice de daño basado en la degradación de los elementos estructurales y que se obtiene a partir de análisis dinámico. x) La propuesta realizada para la evaluación probabilista del colapso es un método novedoso, que logra integrar la amenaza y la capacidad del edificio desde un enfoque probabilista, para obtener la probabilidad de que se exceda cierto nivel de desplazamiento o daño en función una intensidad sísmica, la PGA en este caso. En este capítulo se ha analizado el estado de colapso, sin embargo, el método puede ser usado para estimar la probabilidad de excedencia de otros estados o niveles de daño menores. Se ha observado que, los arquetipos analizados presentan probabilidades de excedencia del colapso muy bajas, como era de esperar al cumplir con un diseño estructural adecuado. Un punto importante en este tipo de evaluaciones, es la dispersión que tengan los PGA del nivel a evaluar, dado que esto determina la pendiente de la curva de fragilidad. La inclinación que tenga la pendiente de la curva tienen una influencia en la estimación de la probabilidad de excedencia para una misma intensidad sísmica o curva de peligrosidad con la que se cruce.



## 5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

### 5.1 Introducción

Existe cierto consenso en qué, para la evaluación del daño y riesgo sísmicos en una estructura, el análisis dinámico no lineal (Non Linear Dynamic Analysis, NLDA) proporciona resultados más acordes al comportamiento real (Vargas et al. 2015). El NLDA consiste en resolver la ecuación dinámica del movimiento, generalmente con el método de integración de Newmark (Clough y Penzien 1994), donde el amortiguamiento se define en función de la frecuencia mediante el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh (Carr 2002). En el NLDA, las acciones sísmicas se definen mediante acelerogramas, reales o sintéticos, obteniéndose la evolución temporal de la respuesta de la estructura en fuerzas, desplazamientos, energías, o en función de otros parámetros. A partir de la respuesta no lineal del sistema, se puede calcular el grado de daño en los elementos, considerando la degradación de la resistencia, la energía disipada, u otras variables. El análisis dinámico incremental (Incremental Dynamic Analysis, IDA) (Vamvatsikos y Cornell 2002) permite relacionar el daño físico de la estructura con la variable incrementada que, generalmente, es la intensidad de la acción sísmica descrita a través de la aceleración máxima del suelo (PGA). El IDA permite también, obtener diferentes índices de daño, que indican el grado de degradación, pérdida de energía, u otra variable, que indique el daño que experimentan los elementos estructurales del edificio por causa de la acción sísmica aplicada. Estos índices se suelen normalizar de forma que toman valores entre 0 y 1, donde 0 es daño nulo y 1 representa el colapso. En el IDA, la respuesta obtenida es muy sensible a las características de la acción sísmica, por lo que se recomienda utilizar varios acelerogramas diferentes para un mismo edificio. En resumen, el IDA ha mostrado ser la herramienta que mejor representa el comportamiento y daño esperado en estructuras sometida a acciones sísmicas, aunque como contrapartida, conlleva: 1) mayor complejidad que el NLSA y 2) un alto coste computacional, sobre todo en su versión probabilista (Kazantzi et al. 2014; Vamvatsikos 2014).

En este capítulo se evalúa el rendimiento sísmico de los arquetipos mediante IDA, de forma determinista y probabilista. Este capítulo se estructura como sigue. En la sección 5.2 se presenta la relación PGA con el desplazamiento en el techo  $\delta$  para los diferentes arquetipos. En la sección 5.3 se presenta un análisis de las incertidumbres en la respuesta debidas a las incertidumbres en las variables aleatorias que caracterizan los arquetipos y la acción sísmica. En la sección 5.4 se evalúa el daño esperado mediante el índice de daño de Park y Ang (IPA) (Park et al. 1985; Park y Ang 1985); este análisis se efectúa bajo dos perspectivas: i) cuando el IPA se considera como un promedio del daño en elementos dañados,  $IPA_P$  y ii) cuando el IPA se pondera por la disipación de energía en cada elemento dañado  $IPA_E$ . Además, se muestra la evaluación del daño esperado en los arquetipos para las acciones de diseño de la zona de estudio. En la sección 5.5, con



base en los resultados del análisis de daño de la sección 5.4, se definen estados de daño, que son utilizados para desarrollar curvas de fragilidad (CF) y el grado o estado de daño medio (IDM). De forma similar a la realizada en el capítulo anterior, la sección 5.6 se dedica a la evaluación probabilista del colapso, pero ahora las curvas de fragilidad de colapso se obtienen como resultado de los puntos de colapso de los IDA probabilistas. En la sección 5.7 se comparan los resultados obtenidos en el capítulo anterior con el análisis estático y los obtenidos en este capítulo. Finalmente, la sección 5.8 es de resumen y discusión de los principales resultados del capítulo.

## 5.2 IDA

El IDA se efectúa en el programa Ruaumoko 2D y se aplica a los edificios descritos en el capítulo anterior. Es decir, a 200 modelos de cada arquetipo (análisis probabilista) y a los respectivos modelos con valores medios de las propiedades mecánicas (análisis determinista). Las acciones sísmicas se definen mediante el conjunto de 20 acelerogramas con espectros de respuesta compatibles con los espectros de diseño de la zona II (edificios SCBF 3 y BRBF 3), de la zona IIIa (edificios SMF 3, SCBF 7 y BRBF 7) y los de la zona IIIb (edificios SMF 7, SMF 13, SCBF 13 y BRBF 13). Tal como se indicó en el capítulo anterior, éstas son las zonas cuyas acciones de diseño son más exigentes para cada arquetipo. Por otra parte, de esta manera, los resultados obtenidos pueden ser comparados de forma directa, con los del NLSA. En el caso probabilista, los acelerogramas se seleccionan, para cada análisis, de forma aleatoria, mediante una función de números aleatorios uniformemente distribuidos entre 1 y 20, de esta manera cada acción sísmica tiene la misma probabilidad de ser elegida para cada análisis. En el caso determinista se utilizan 4 acelerogramas; es decir, uno por cada acelerograma semilla utilizado en la técnica del ajuste espectral probabilista (ver Figura 2-20), de manera que, los acelerogramas utilizados tendrán los espectros de respuesta compatibles con el espectro de diseño, pero duración y características temporales diferentes. Para cada edificio y para cada acelerograma, el valor de PGA, se incrementa hasta que se produce el colapso, ya que, si bien se reconoce que el PGA máximo de diseño para la ciudad de México y para los edificios estudiados (tipo B) es 0.165 g (NTC-DF 2004), se pretende analizar el rendimiento sísmico hasta el colapso, por lo que los acelerogramas se escalan hasta magnitudes muy superiores. Es importante mencionar que, para una aceleración pico específica, los análisis probabilistas de cada arquetipo se basan en 4 000 simulaciones (200 modelos  $\times$  20 acelerogramas). De esta manera, el método de la sección 4.2 usado para obtener los percentiles de las curvas de capacidad probabilistas, se aplica aquí a los resultados probabilistas del IDA, obteniéndose curvas para los percentiles 5, 50 (mediana) y 95; además, para el caso determinista, cuyo análisis se basa en 4 acelerogramas, se usará el valor mediano (percentil 50), para comparar y discutir los resultados de los análisis probabilistas y deterministas. La Tabla 5-1 muestra la evolución que tienen los desplazamientos en el techo,  $\delta$ , en función del PGA, para el caso determinista y para los percentiles 5, 50 y

95 y para todos los arquetipos estudiados. En la Figura 5-1 se muestran estas relaciones PGA-  $\delta$ , determinista y probabilista, obtenidas para los arquetipos de 3 pisos. En la Figura 5-2 se muestran las relaciones PGA -  $\delta$  determinista y percentil 50 (mediana) de todos los arquetipos.

Tabla 5-1 Desplazamientos en el techo  $\delta$  por PGA de los casos determinista y percentiles probabilistas de arquetipos de edificios.

PGA (g)		0.05	0.1	0.125	0.15	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4
		Desplazamiento en el techo $\delta$ (m)											
SMF 3	Determinista	0.023	0.045	0.057	0.068	0.091	0.137	0.183	0.255	0.337			
	Percentil 95	0.032	0.064	0.080	0.096	0.128	0.191	0.225	0.290	0.354	0.439		
	Percentil 50	0.025	0.049	0.062	0.074	0.099	0.148	0.195	0.250	0.314			
	Percentil 5	0.020	0.039	0.049	0.059	0.078	0.118	0.157	0.222	0.270			
SCBF 3	Determinista	0.011	0.022	0.027	0.033	0.048	0.084	0.111	0.165	0.216	0.246		
	Percentil 95	0.014	0.029	0.036	0.043	0.059	0.100	0.137	0.193	0.246	0.297	0.368	
	Percentil 50	0.011	0.022	0.028	0.034	0.048	0.086	0.117	0.169	0.210	0.256		
	Percentil 5	0.008	0.016	0.019	0.023	0.033	0.071	0.098	0.149	0.178			
BRBF 3	Determinista	0.005	0.009	0.012	0.014	0.019	0.028	0.038	0.061	0.109	0.174	0.252	
	Percentil 95	0.007	0.013	0.017	0.020	0.027	0.036	0.051	0.091	0.151	0.232	0.330	0.490
	Percentil 50	0.005	0.010	0.012	0.014	0.019	0.029	0.038	0.064	0.103	0.160	0.244	
	Percentil 5	0.004	0.008	0.010	0.012	0.016	0.024	0.032	0.051	0.072	0.104	0.175	
SMF 7	Determinista	0.110	0.219	0.274	0.329	0.438	0.600	0.727					
	Percentil 95	0.149	0.298	0.373	0.447	0.535	0.662	0.798					
	Percentil 50	0.110	0.220	0.275	0.330	0.441	0.607	0.714					
	Percentil 5	0.091	0.182	0.228	0.273	0.363	0.548						
SCBF 7	Determinista	0.015	0.056	0.078	0.101	0.157	0.249	0.321					
	Percentil 95	0.024	0.078	0.118	0.156	0.218	0.324	0.406	0.550				
	Percentil 50	0.015	0.058	0.080	0.107	0.161	0.281	0.345					
	Percentil 5	0.011	0.041	0.064	0.085	0.132	0.225	0.306					
BRBF 7	Determinista	0.042	0.083	0.102	0.117	0.152	0.195	0.265	0.393				
	Percentil 95	0.052	0.104	0.124	0.142	0.168	0.249	0.338	0.555				
	Percentil 50	0.045	0.091	0.109	0.126	0.156	0.208	0.266	0.455				
	Percentil 5	0.032	0.064	0.081	0.094	0.134	0.166	0.207	0.338				
SMF 13	Determinista	0.352	0.700	0.847	0.951	1.074							
	Percentil 95	0.388	0.775	0.943	1.049	1.197	1.256						
	Percentil 50	0.339	0.679	0.844	0.950	1.075							
	Percentil 5	0.280	0.560	0.700	0.845	1.022							
SCBF 13	Determinista	0.063	0.204	0.264	0.332	0.502	0.648						
	Percentil 95	0.089	0.279	0.379	0.460	0.595	0.774	0.993					
	Percentil 50	0.069	0.196	0.281	0.354	0.504	0.679						
	Percentil 5	0.055	0.163	0.203	0.237	0.383	0.606						
BRBF 13	Determinista	0.070	0.140	0.174	0.205	0.266	0.353	0.528					
	Percentil 95	0.090	0.176	0.211	0.235	0.292	0.475	0.744					
	Percentil 50	0.074	0.148	0.182	0.210	0.265	0.413	0.582					
	Percentil 5	0.061	0.122	0.151	0.174	0.225	0.327	0.506					

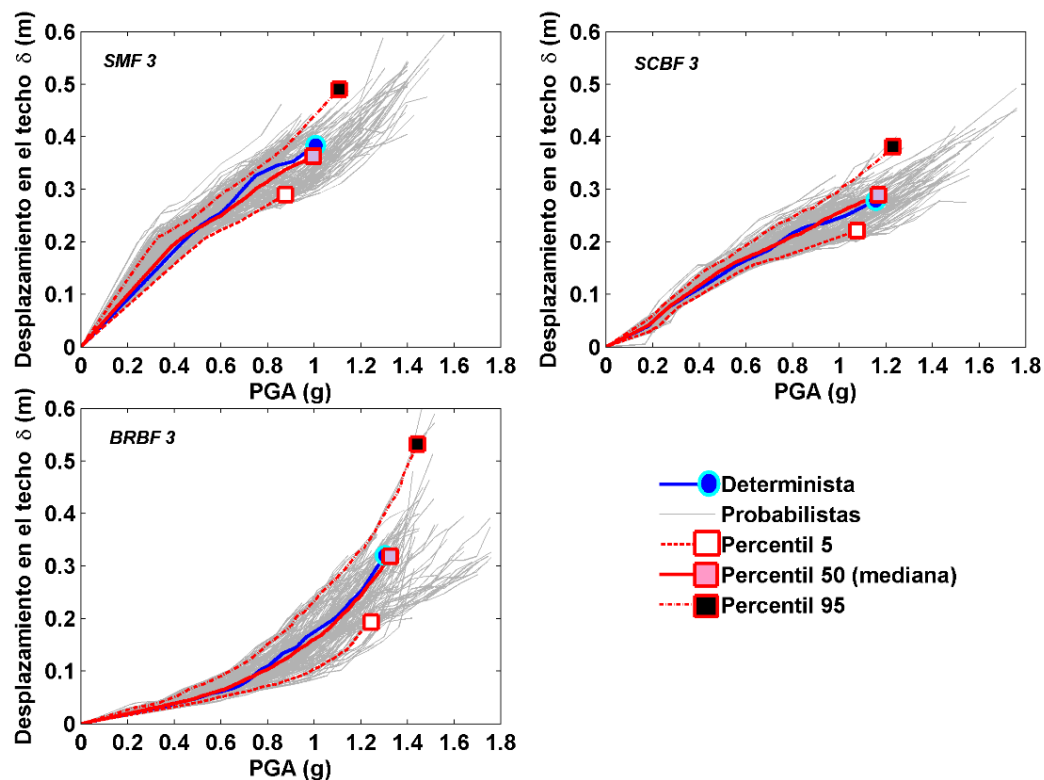


Figura 5-1 Relación PGA- $\delta$  determinista y percentiles probabilistas para los arquetipos de 3 pisos.

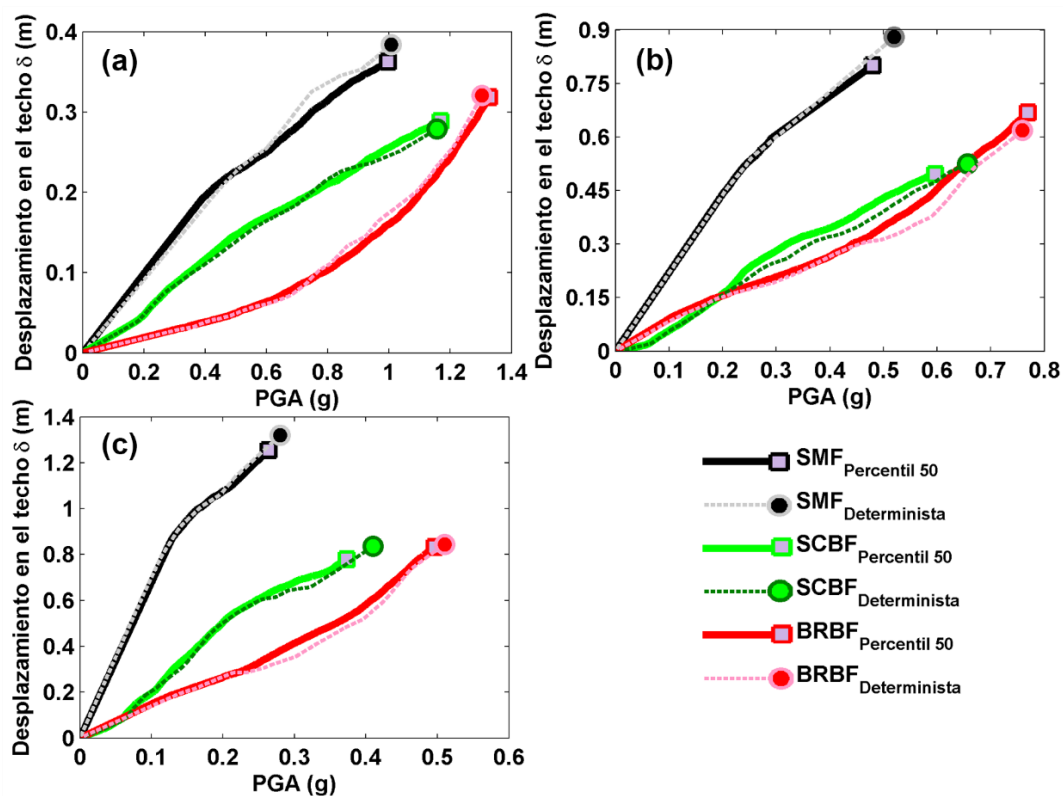


Figura 5-2 Relación PGA- $\delta$  determinista y percentil 50 (mediana) para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

Se observa para todos de los arquetipos la tendencia de que su respectiva curva PGA -  $\delta$  del caso determinista tienen una muy buena similitud con su percentil 50, sobre todo en el rango lineal; las diferencias en el rango no lineal o en el punto de capacidad última que se presentan entre ellos se puede atribuir a la variabilidad de las acciones sísmicas aplicadas y a que las curvas de percentil 50 es el resultado de los 200 IDA probabilista de cada arquetipo. Con respecto a los arquetipos, obsérvese cómo las curvas de los arquetipos SMF tienen una mayor pendiente que en el caso de los arquetipos SCBF o BRBF, por lo cual, si se analiza para un mismo PGA, los SMF tienen los mayores desplazamientos. Obsérvese también, cómo los tramos iniciales de cada curva, que indican la zona en que la estructura está en su rango lineal, en el caso de los SMF ésta es muy prolongada, mientras que en los SCBF es reducida y, en los BRBF, es intermedia; este hecho se considera importante, ya que para un mismo PGA de valores moderados, puede darse que los SMF tengan un mayor desplazamiento, que se encontrará en el rango lineal, mientras que los SCBF tendrán un menor desplazamiento, pero en su rango no lineal; es decir los SMF no presentan daño, mientras que los SCBF ya lo tienen. Es en este aspecto que los BRBF presentan una ventaja al restringir los desplazamientos y mantener la estructura en su rango lineal. Por otra parte, los BRBF son los arquetipos que soportan las mayores intensidades de PGA, y los SMF los que soportan menores PGA. Así, este efecto cobra más importancia para valores de PGA mayores, donde los BRBF serán los que presenten un mejor rendimiento, seguido de los SCBF y, por último, los SMF. En lo referente al número de pisos, en la Figura 5-2c, se observa de forma clara que los arquetipos de 13 pisos son los que soportan las menores intensidades de PGA y, también son los que presentan los mayores desplazamientos para la zona de estudio, en particular los SMF 13.

En lo que respecta a la incertidumbre de los desplazamientos en las curvas PGA -  $\delta$ , en la Tabla 5-1 se pueden observar las diferencias por PGA que existen entre los desplazamientos en las curvas percentiles de cada arquetipo. Estas pueden ser hasta del 30%, 35% y 20% en los SMF 3, SMF 7 y SMF 13 respectivamente; del 30%, 25%, 35% en los SCBF 3, SCBF 7 y SCBF 13 respectivamente; y del 40%, 30%, 25% en los BRBF 3, BRBF 7 y BRBF 13 respectivamente. Es importante tener en mente estas importantes incertidumbres cuando se opta por un análisis determinista. Un análisis más detallado de la incertidumbre se muestra en la sección siguiente.

### 5.3 Análisis de las incertidumbres

En esta sección se analiza y discute la influencia que tiene la aleatoriedad de las propiedades mecánicas y la incertidumbre de las acciones sísmicas sobre las incertidumbres de la respuesta estructural. El análisis se muestra para los arquetipos de 3 pisos; no obstante, conclusiones similares son también válidas para edificios de mediana y gran altura. En la Figura 5-3 se muestran los desplazamientos en el techo,  $\delta$ , y el

cortante en la base,  $V$ , en función del PGA incrementado para los arquetipos de 3 pisos obtenidos de los IDA probabilistas. Se observa que, con el aumento del PGA, cada nube de puntos pierde su organización, aumentando su dispersión de forma significativa. Es decir, cuando el PGA aumenta, la incertidumbre en la respuesta estructural inducida por la incertidumbre en las propiedades mecánicas de los materiales también aumenta. Esto puede atribuirse al hecho de que, al incrementar el PGA, el daño también aumenta, y el sistema estructural entra en su rango no lineal, volviéndose inestable, de forma que pequeñas variaciones en los parámetros de entrada producen grandes variaciones en las de salida, es decir, en la respuesta estructural (Díaz et al. 2017a). Obsérvese la variabilidad del desplazamiento en el techo para el PGA de 1.4 g comparada con la del caso de 0.1 g; sin embargo, la variabilidad en el cortante en la base es más estable.

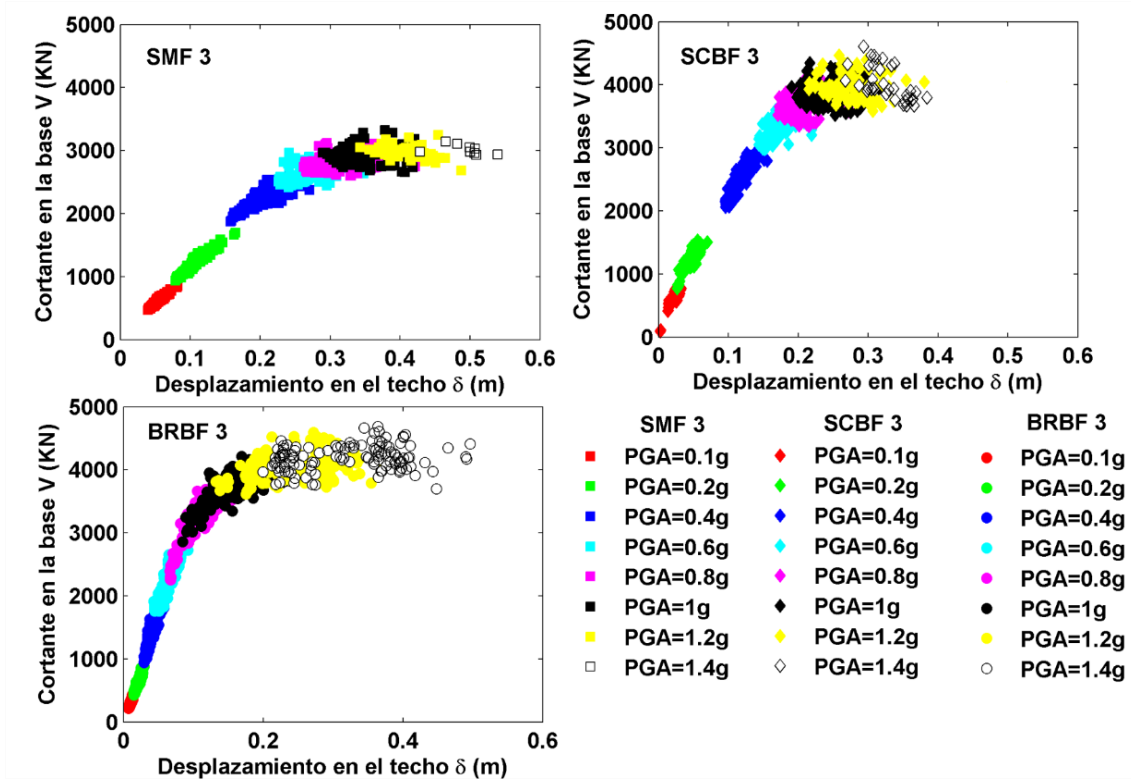


Figura 5-3 Relación PGA -  $\delta$  -  $V$  de los arquetipos de 3 pisos.

Para analizar las incertidumbres en los análisis probabilistas se discuten los siguientes casos: 1) los 200 modelos probabilistas del arquetipo SMF 3, los cuales contienen las variables probabilistas de las propiedades mecánicas ( $f_y$ ,  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$ ) obtenidas de las simulaciones Monte Carlo - LHS (ver el capítulo 3) y 2) el conjunto de 20 acelerogramas con espectros de respuesta compatibles con la zona IIIa obtenido en el capítulo 2. Ahora se realiza el análisis de tal manera que la influencia de las propiedades mecánicas ( $f_y$ ,  $\theta_p$ ,  $\theta_{pc}$ ) y de las acciones sísmicas puedan analizarse por separado. Para esto se realizan NLDA para diferentes PGA que cubren el rango entre 0.05 y 0.6 g, con incrementos de PGA de 0.05 g. Se analizan 5 casos: i) el SMF 3 se considera determinista y es analizado para las 20 acciones sísmicas probabilistas; ii) la acción

sísmica se considera determinista utilizando un solo acelerograma, con el cual se analiza los 200 edificios SMF 3 probabilistas considerando la incertidumbre en las tres propiedades mecánicas ( $f_y$ ,  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$ ). En los siguiente tres casos, también se utiliza la acción sísmica determinista, solo que, en los SMF 3 probabilistas, se considera la incertidumbre en cada una de las propiedades mecánicas de forma separada dando lugar a los tres casos siguientes: iii)  $f_y$ , variable, iv)  $\theta_p$  variable y v)  $\theta_{pc}$  variable. En los cinco casos, y para cada PGA, se calcula la media,  $\mu$ , la desviación estándar,  $\sigma$ , y su coeficiente de variación ( $COV=\sigma/\mu$ ) de la respuesta estructural considerando el desplazamiento del techo  $\delta$  como la variable de control de la respuesta estructural. En la Figura 5-4 se muestran los resultados obtenidos para los 5 casos, así como la incertidumbre total obtenida mediante una composición cuadrática de los otras incertidumbres, en base a la recomendación de Vargas et al. (2013).

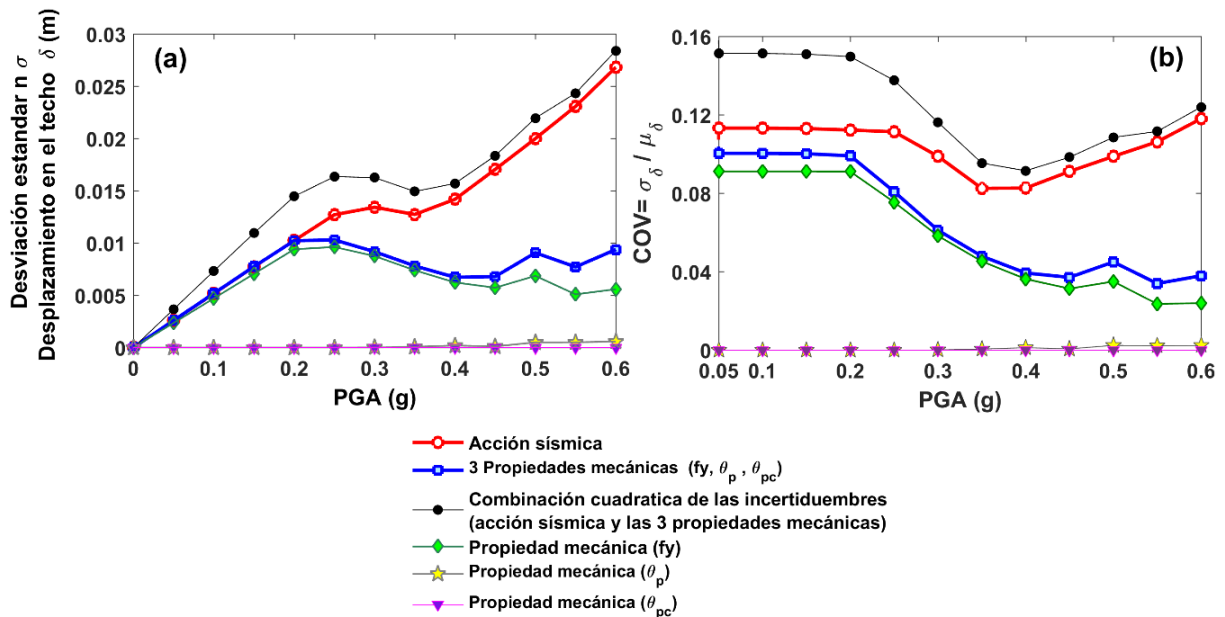


Figura 5-4 Incertidumbre del desplazamiento en el techo  $\delta$  de los SMF 3; (a) desviación estándar y (b) COV de la respuesta estructural.

En conclusión, las incertidumbres inducidas por  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$  son pequeñas en comparación con la inducida por la incertidumbre de  $f_y$ ; sin embargo, las incertidumbres de  $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$  tienen una influencia, también pequeña pero significativa, cuando se combinan con las debidas a  $f_y$ . Las incertidumbres en las acciones sísmicas tienen la mayor influencia sobre los valores obtenidos. También es importante señalar que la incertidumbre en la respuesta tiende a aumentar con la severidad de las acciones sísmicas. Resultados similares, en cuanto a la influencia de la incertidumbre en las acciones sísmicas y al aumento de la incertidumbre con la intensidad de las acciones sísmicas, han sido presentados para edificios de hormigón armado por Vargas et al. (2013).

### 5.4 Índice de daño de Park y Ang

Con respecto a los daños en edificios por acciones sísmicas, con base en las observaciones sobre los daños presentados en los edificios después de los sismos y/o de pruebas de laboratorio sobre histéresis de elementos estructurales, se han desarrollado muchos índices que relacionan los daños con la intensidad sísmica. Estos índices de daño están relacionados con la degradación de la capacidad global de la estructura para soportar las cargas sísmicas y, generalmente, se definen sobre la base de la variación de parámetros específicos que describe la resistencia y/o debilidad del edificio. Por ejemplo, los índices de daño basados en la ductilidad o desplazamiento fueron utilizados por Powell y Allahabadi (1988) y por Cosenza et al. (1993). Bracci et al. (1989) y Bojorquez et al. (2010) centraron el daño esperado en la disipación de energía, mientras que Krawinkler y Zohrei (1983) lo vincularon a la fatiga cíclica. Los cambios (incrementos) del período natural de la estructura también se han utilizado como indicador de daños (DiPasquale y Cakmak 1990) y mientras que Kamaris et al. (2013) se centró en la degradación de la resistencia y la rigidez. Otros autores, por ejemplo, Banon y Veneziano (1982), Park y Ang (1985), Roufaiel y Meyer (1987) y Bozorgnia y Bertero (2001), conectaron el daño esperado a combinaciones de los parámetros anteriores. Todos estos índices de daño cumplen adecuadamente con el propósito para el cual fueron desarrollados. Sin embargo, uno de los índices de daño de mayor aceptación, por su conceptualización, es el índice de daño de Park y Ang, IPA (Park et al. 1985; Park y Ang 1985), desarrollado para estructuras de hormigón armado, y que ha mostrado buenos resultados (Vargas et al. 2013). Además, por su versatilidad, puede adoptarse con éxito para la evaluación del daño en otro tipos de estructuras (Málaga-Chuquitaype y Elghazouli 2012; Hidalgo-Leiva 2017). En el programa Ruaumoko 2D, el índice de Park y Ang se estima a partir de un post-proceso de la respuesta dinámica no lineal en cada elemento estructural, sumando la contribución al daño por ductilidad con la contribución al daño por la disipación de energía. Se define por la siguiente ecuación:

$$IPA(\delta) = \frac{\delta}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int_0^{\delta} dE \quad (5-1)$$

donde  $\delta/\delta_u$  es la ductilidad, definida como la relación entre la deformación máxima del elemento estructural  $\delta$  y la deformación última  $\delta_u$  bajo la acción sísmica.  $Q_y$  es la fuerza en el punto de fluencia. Si la fuerza  $Q_u$ , en el punto final  $\delta_u$ , es menor que  $Q_y$ , entonces  $Q_y$  se sustituye por  $Q_u$ .  $\int_0^{\delta} dE$  representa la energía disipada por los ciclos de histéresis en el elemento durante la acción sísmica y  $\beta$  es un parámetro que representa el efecto de las cargas cíclicas sobre el daño estructural y depende de cada tipo de elemento estructural. Para obtener el índice de Park y Ang de toda la estructura se propone usar la siguiente ecuación:

$$IPA_E = \sum_{i=1}^N \lambda_i IPA(\delta)_i \quad (5-2)$$



donde  $IPA_E$  es el índice de daño Park y Ang de toda la estructura ponderado por energías;  $IPA(\delta)_i$  es el índice de daño del elemento estructural  $i$ ;  $N$  es el número de elementos dañados en la estructura y  $\lambda_i$  es la relación de la energía disipada por la histéresis del elemento  $i$  con la energía total disipada por histéresis en toda la estructura. Los valores del índice de daño iguales o superiores a 1.0 indican colapso estructural. Programas, como el Ruaumoko 2D, calculan el IPA de cada elemento y presentan el índice de daño de toda la estructura como un promedio de los elementos dañados  $IPA_P$ , lo cual puede resultar conveniente para algunos casos; no obstante, con base en los  $IPA(\delta)_i$  de los elementos estructurales, es posible hacer también una ponderación por energías. En esta tesis se usan ambas alternativas, el  $IPA_E$  y el  $IPA_P$ , y se estudian sus diferencias.

De los análisis IDA de los arquetipos se obtienen los respectivos  $IPA_E$  y  $IPA_P$ . En el cálculo de ambos índices solo son considerados los daños en vigas y columnas; de esta manera que, se evalúe el daño en la estructura sin incluir el de las riostras y así, poder hacer una comparación directa entre los arquetipos sin riostras (SMF) con los arriostrados (SCBF y BRBF). Por otra parte, el factor  $\beta$  de la ecuación (5-1) es un parámetro muy importante en el cálculo del  $IPA(\delta)_i$ , que determina el porcentaje de contribución de disipación de energía al daño. Del valor que se le asigne dependerá el rango de valores que se obtendrán en el cálculo de  $IPA_E$  y  $IPA_P$  de la estructura. En esta tesis se usó un  $\beta=0.15$  para los arquetipos aquí estudiados. Este valor se seleccionó con base en lo sugerido por Málaga-Chuquitaype y Elghazouli (2012) para estructuras metálicas y a partir de calibraciones realizadas con los modelos. De esta forma, en los análisis probabilistas, se obtiene un rango de valores de  $IPA_E$  entre 0 y 1.2, y  $IPA_P$  entre 0 y 1. Con valores medianos de colapso para el  $IPA_E$  entre 0.7 y 0.8, y, para el  $IPA_P$ , entre 0.5 y 0.6. En la Tabla 5-2 se muestran los valores para el colapso del caso determinista y los percentiles probabilistas del PGA, desplazamiento último en el techo,  $\delta_u$ ,  $IPA_E$  y  $IPA_P$ , para todos los edificios arquetipo. En la Figura 5-5 y en la Figura 5-6 se muestran los  $IPA_P$  y  $IPA_E$  como función de la intensidad sísmica PGA respectivamente, para los casos deterministas y probabilistas para los percentiles correspondientes para los arquetipos de 3 pisos. La Figura 5-7 muestra el caso del percentil 50 del  $IPA_E$  y  $IPA_P$  para todos los arquetipos.

A partir del análisis de los  $IPA_E$  e  $IPA_P$  obtenidos para los diferentes arquetipos se obtienen las siguientes conclusiones: i) existen algunas diferencias entre los casos determinista y probabilista en ambos índices de daño, lo que se atribuye a las acciones sísmicas aplicadas, dado que estas controlan los ciclos de histéresis y la degradación de la capacidad de las estructuras en el rango no lineal. Por esto el daño en una misma estructura puede ser diferente para diferentes acciones sísmicas. ii) El  $IPA_E$  es más conservador ya que es mayor que el  $IPA_P$  para una misma intensidad. Esto se atribuye a que el  $IPA_E$  tiene más en cuenta el daño en los elementos con mayor disipación de energía que, generalmente cuando la estructura empieza a dañarse,

se produce en pocos elementos de toda la estructura. Estos pocos elementos tendrán el mayor daño en ese momento ocasionando que, el  $IPAE$  compute un incremento importante en el daño al principio, mientras que para este mismo caso, el  $IPAP$ , tiene en cuenta todos los elementos dañados en ese instante, sin importar que tengan mucho o poco daño, es decir reparte el daño entre más elementos. A medida que el daño crece y la mayoría de los elementos dañados tengan índices individuales  $IPA(\delta)_i$  similares, los dos índices  $IPAE$  e  $IPAP$ , serán comparables. iii) Para un mismo PGA, los arquetipos BRBF son los que tienen un mejor comportamiento, ya que en vigas y columnas, presentan daños menores que los SCBF y SMF. iv) Los  $IPAE$  de colapso, tienen valores comparables para todos los arquetipos, siendo siempre los de los edificios SMF los mayores, seguidos de los de los edificios SCBF y por último, los menores, los de los edificios tipo BRBF; esto es consistente, ya que en los edificios tipo SMF vigas y columnas se dañan de forma directa, mientras que en los edificios tipo SCBF y BRBF primero se dañan las riostras y luego las vigas y las columnas.

Tabla 5-2 Desplazamiento de colapso  $\delta_u$ , de los casos determinista y percentiles 5,50 y 95 de los arquetipos.

		SMF				SCBF				BRBF			
		PGA (g)	$\delta_u$ (m)	$IPAE$	$IPAP$	PGA (g)	$\delta_u$ (m)	$IPAE$	$IPAP$	PGA (g)	$\delta_u$ (m)	$IPAE$	$IPAP$
3 PISOS	Determinista	1.007	0.384	0.941	0.704	1.157	0.279	0.659	0.480	1.303	0.321	0.732	0.432
	Percentil 95	1.107	0.485	1.176	0.950	1.231	0.381	1.117	0.852	1.442	0.532	1.080	0.804
	Percentil 50	0.997	0.372	0.768	0.562	1.168	0.289	0.725	0.518	1.327	0.318	0.712	0.415
	Percentil 5	0.877	0.290	0.444	0.302	1.078	0.222	0.454	0.276	1.245	0.193	0.384	0.218
7 PISOS	Determinista	0.510	0.880	0.866	0.679	0.657	0.525	0.713	0.594	0.759	0.619	0.636	0.396
	Percentil 95	0.520	0.960	1.134	0.920	0.710	0.615	0.996	0.820	0.791	0.863	0.936	0.696
	Percentil 50	0.440	0.82	0.821	0.630	0.597	0.496	0.712	0.491	0.769	0.668	0.656	0.424
	Percentil 5	0.320	0.640	0.374	0.297	0.456	0.329	0.337	0.211	0.720	0.430	0.300	0.187
13 PISOS	Determinista	0.280	1.320	0.824	0.682	0.410	0.810	0.722	0.553	0.510	0.845	0.677	0.496
	Percentil 95	0.312	1.410	1.140	0.922	0.430	1.060	1.069	0.791	0.560	1.070	1.022	0.715
	Percentil 50	0.264	1.254	0.784	0.595	0.373	0.780	0.701	0.493	0.496	0.831	0.670	0.474
	Percentil 5	0.205	1.030	0.420	0.282	0.305	0.616	0.347	0.194	0.450	0.600	0.307	0.174

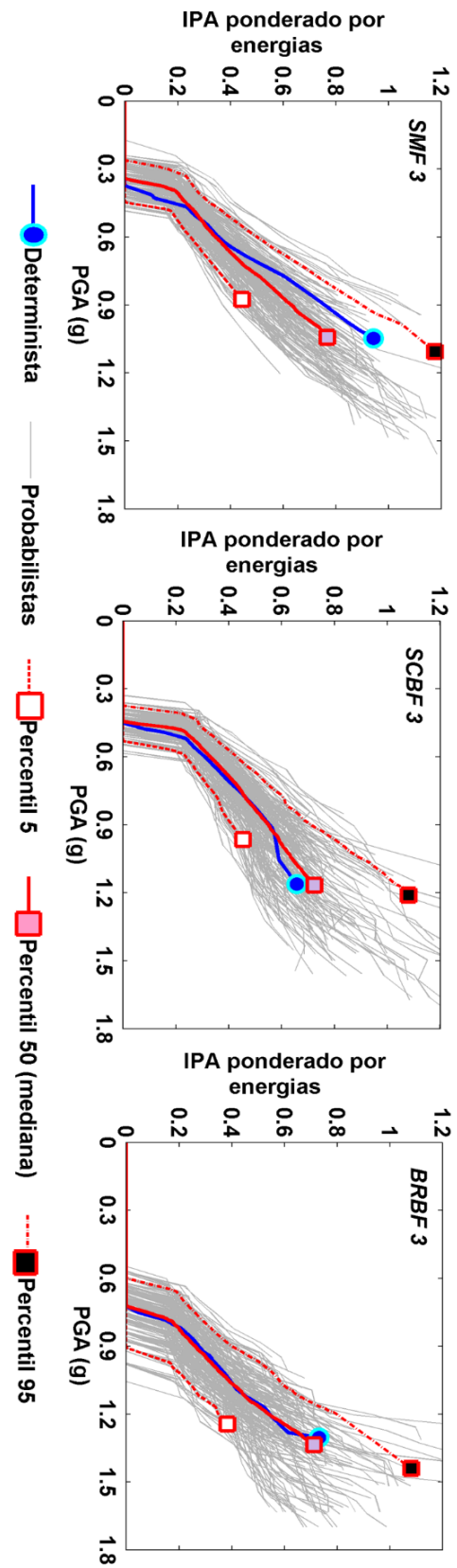


Figura 5-6 Relación PGA-IPAE (ponderado por energía) para los arquetipos de 3 pisos.

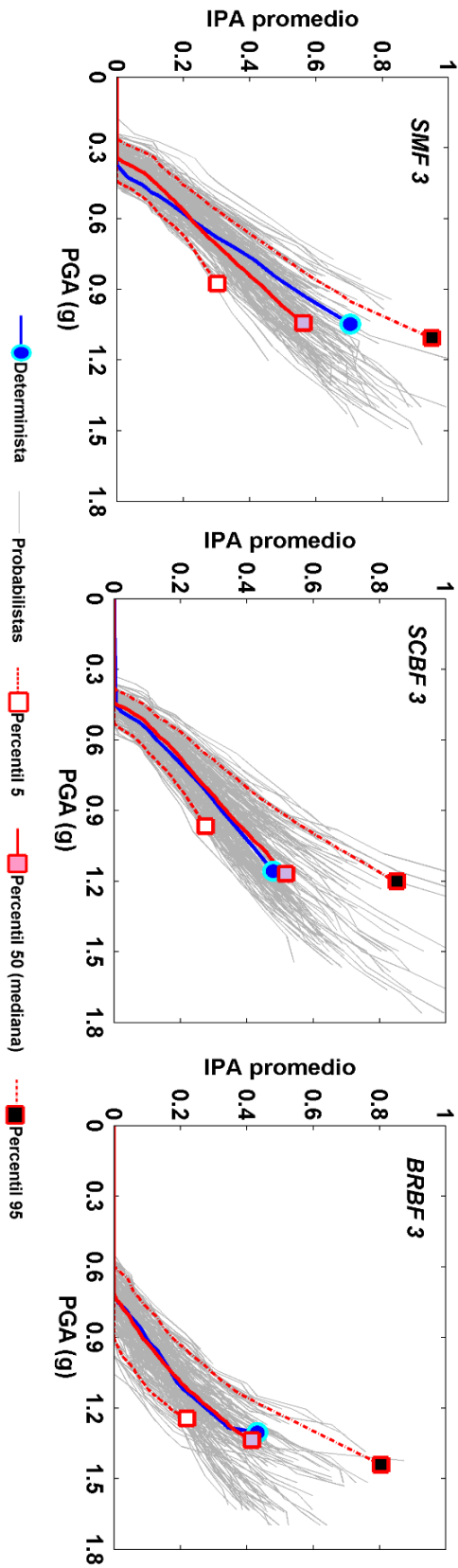


Figura 5-5 Relación PGA-IPAp (promedio de los elementos dañados) para los arquetipos de 3 pisos.

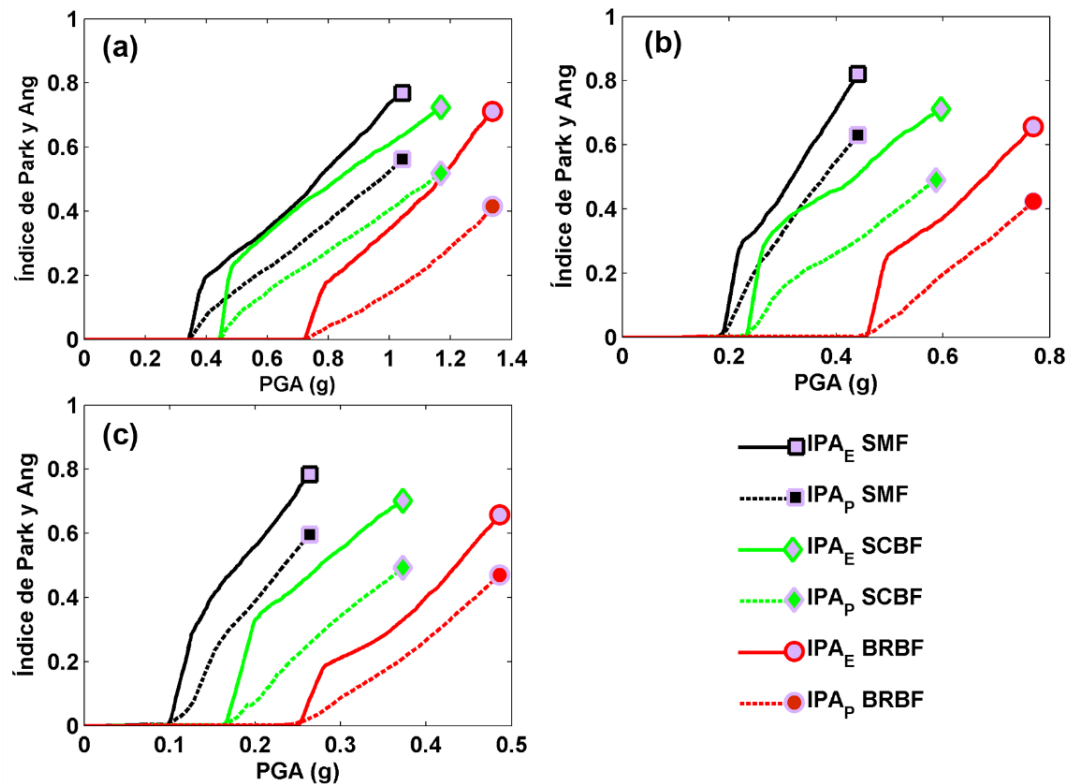


Figura 5-7 Relaciones PGA-  $IPAE$  y PGA-  $IPA_P$  percentil 50 para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) 7 de pisos y (c) de 13 pisos.

El análisis del daño esperado, se efectúa a partir del percentil 50 de las curvas PGA -  $IPAE$  para las acciones de diseño de la zona de estudio. Se ha elegido el  $IPAE$  para hacer este análisis por dos razones: 1) este índice al ser calculado con la ecuación (5-2), respeta la conceptualización original de computar el índice de daño de Park y Ang (1985; 1987) en la estructura, por lo que los valores de 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 pueden ser utilizados para definir los umbrales de los estados de daño *leve*, *moderado*, *extensivo* y *completo*, respectivamente; vale la pena recordar que estos límites han sido propuestos a partir de observaciones de daño en edificios dañados (Park et al. 1985, 1987 y Cosenza y Manfredi 2000), y 2) el índice  $IPAE$  es un índice conservador comparado con el  $IPA_P$ , por lo cual los resultados están de lado de la seguridad. Ahora, para hacer el análisis de daño, se considera la máxima amenaza de diseño en la Ciudad de México, que corresponde al escenario (NTC-DF 2004) tipo A=PGA de 0.11 g y, el análisis de daño se efectúa de acuerdo a los umbrales de los estados de daño definidos más arriba. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 5-8. Es importante recordar que estos edificios fueron diseñados como edificios tipo A, por consiguiente, para las acciones sísmicas de diseño, los edificios de 3 y 7 pisos no tendrían daño; sólo en el caso de los edificios tipo SMF de 13 pisos se obtiene daño leve (Figura 5-8c). Este resultado está de acuerdo con el hecho de que los edificios altos, situados en zonas de suelo blando, son los más vulnerables.

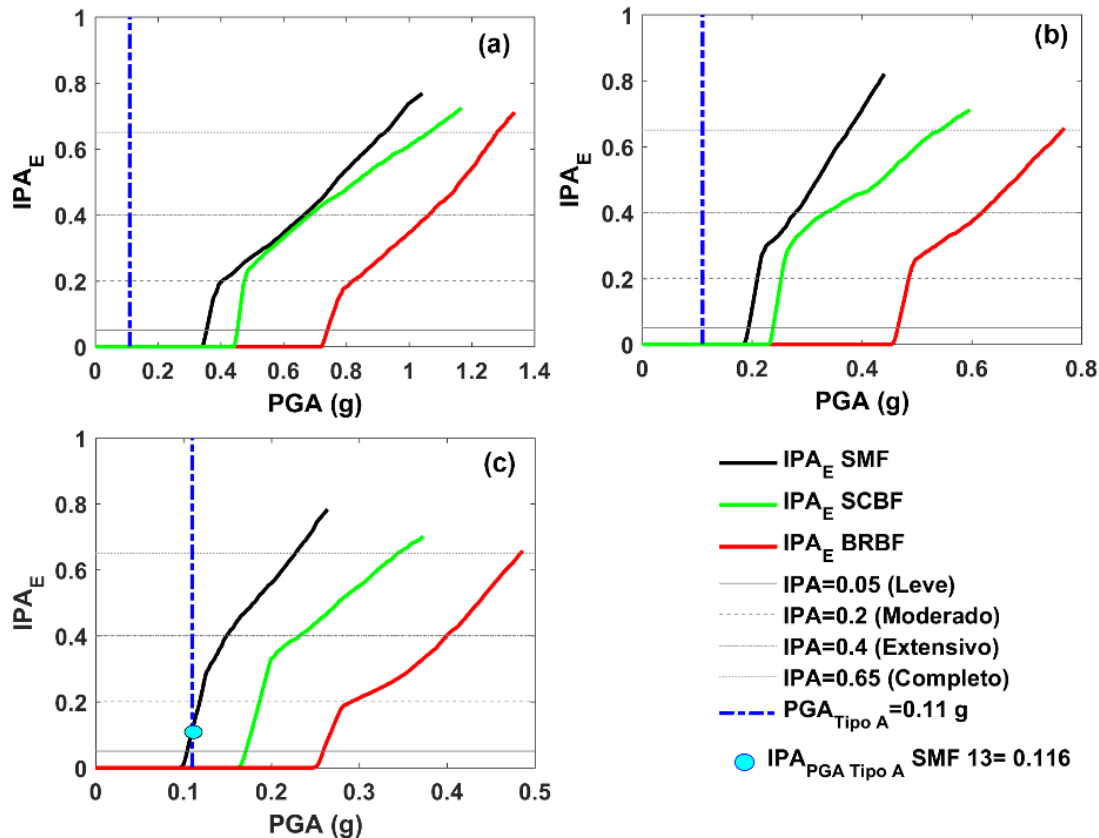


Figura 5-8 Valores del índice de daño  $IPA_E$  para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos para la zona de estudio y amenaza tipo A.

### 5.5 Curvas de fragilidad e índice de daño medio basado en el IPA

En esta sección se desarrollan curvas de fragilidad CFC e índices del estado de daño medio IDM en base a los resultados del  $IPA_E$ . El método, propuesto por Pujades et al. (2015), se desarrolla para la curva del percentil 50 de cada arquetipo. En este método, los umbrales de los estados de daño del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) se redefinen de acuerdo a los límites establecidos en la sección anterior para los índices  $IPA_E$ , es decir:  $\delta_1$ (leve  $IPA_E=0.05$ );  $\delta_2$ (moderado  $IPA_E=0.2$ );  $\delta_3$ (extensivo  $IPA_E=0.4$ ) y  $\delta_4$ (completo  $IPA_E=0.65$ ). Para realizar este proceso se sigue el siguiente procedimiento: i) para los 4 estados de daño definidos en el  $IPA_E$  percentil 50 de cada arquetipo, se obtiene su respectivo PGA, mediante la relación PGA -  $IPA_E$  percentil 50 de la sección 5.2, los resultados se muestran en la Tabla 5-3; ii) para los 4 PGA obtenidos de cada arquetipo se calcula su respectivo desplazamiento en el techo,  $\delta$ , utilizando la relación PGA -  $\delta$  percentil 50 de la sección 5.1 y iii) cada uno de los 4 desplazamiento,  $\delta_{i=1, \dots, 4}$ , obtenidos, define su respectivo umbral de daño. Las curvas de fragilidad se definen suponiendo que el daño se distribuye de forma binomial. a partir de las curvas de fragilidad se obtienen, de forma sencilla las matrices de probabilidad de daño y el estado de daño medio. Este procedimiento se ha mostrado en la sección 4.5.

En la Tabla 5-3 se muestran los parámetros de las curvas de fragilidad obtenidas. La Figura 5-9 muestra las CF y su respectivo IDM, bajo este nuevo enfoque, para el percentil 50 de los arquetipos. La Figura 5-10 y la Figura 5-11 comparan los IDM de los arquetipos, respectivamente en función del desplazamiento en el techo  $IDM(\delta)$  y en función del PGA,  $IDM(PGA)$ .

Tabla 5-3 Parámetros de las curvas de fragilidad calculada con base de  $IPAE$  percentil 50 de los diferentes arquetipos y el respectivo PGA para los umbrales de cada estado de daño.

		SMF				SCBF				BRBF			
		$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$
3 PISOS	PGA (g)	0.36	0.41	0.67	0.92	0.450	0.48	0.69	1.09	0.76	0.83	1.07	1.29
	$\mu_i$ (m)	<b>0.177</b>	<b>0.221</b>	<b>0.272</b>	<b>0.346</b>	<b>0.133</b>	<b>0.161</b>	<b>0.193</b>	<b>0.273</b>	<b>0.095</b>	<b>0.133</b>	<b>0.186</b>	<b>0.295</b>
	$\beta_i$	0.20	0.20	0.21	0.22	0.18	0.16	0.22	0.32	0.30	0.31	0.37	0.43
7 PISOS	PGA (g)	0.19	0.21	0.28	0.38	0.24	0.25	0.33	0.55	0.47	0.49	0.62	0.76
	$\mu_i$ (m)	<b>0.418</b>	<b>0.486</b>	<b>0.573</b>	<b>0.692</b>	<b>0.223</b>	<b>0.259</b>	<b>0.317</b>	<b>0.465</b>	<b>0.318</b>	<b>0.381</b>	<b>0.483</b>	<b>0.654</b>
	$\beta_i$	0.13	0.15	0.17	0.17	0.13	0.15	0.24	0.35	0.14	0.20	0.25	0.28
13 PISOS	PGA (g)	0.10	0.12	0.15	0.23	0.17	0.19	0.24	0.35	0.26	0.29	0.4	0.48
	$\mu_i$ (m)	<b>0.680</b>	<b>0.826</b>	<b>0.956</b>	<b>1.154</b>	<b>0.413</b>	<b>0.497</b>	<b>0.589</b>	<b>0.732</b>	<b>0.346</b>	<b>0.433</b>	<b>0.575</b>	<b>0.792</b>
	$\beta_i$	0.18	0.15	0.15	0.18	0.17	0.17	0.18	0.20	0.17	0.25	0.29	0.29

1. Estados de daño no nulos:  $\delta_1$  (leve  $IPAE=0.05$ );  $\delta_2$  (moderado  $IPAE=0.2$ );  $\delta_3$  (extensivo  $IPAE=0.4$ ) y  $\delta_4$  (completo  $IPAE=0.65$ ).

En la Figura 5-10 se observa cómo, para un mismo desplazamiento, los edificios arriostrados tienen un mayor índice,  $IDM(\delta)$  y, en consecuencia, un mayor daño, en comparación con los SMF. Sin embargo, es crucial conocer las acciones sísmicas necesarias para inducir el mismo desplazamiento en los edificios. La Figura 5-11 muestra el  $IDM(PGA)$ . El panorama de daño cambia por completo, mostrando con claridad la mejora en el rendimiento sísmico de los edificios arriostrados. Este análisis es sustancial y muestra a la importancia de realizar la evaluación sísmica con base en la intensidad u otra variable de la acción sísmica y no solamente con base en el desplazamiento en el techo, ya que puede producir una percepción errónea del comportamiento esperado de un edificio. En lo que respecta a los arquetipos, al igual que en la evaluación con el  $IPAE$ , los sistemas BRBF han mostrado en todos los casos el mejor comportamiento.

En la Figura 5-11 también se indica el PGA máximo para acción sísmica de diseño para edificios Tipo A, para la zona de estudio. Se observa cómo los edificios SMF, SCBF y BRBF de 3 y 7 pisos no tendrían daño. Además, en el caso de los edificios de 13 pisos, los edificios y SCBF y principalmente los BRBF no tendrían daño. El IDM de los edificios SMF13 es de 0.254 que corresponde a un estado de daño medio de 1.016, es decir a l estado de daño *leve*. Más adelante se compara el IDM, basado en curvas de fragilidad construidas a partir del IPA, con el IDM, basado en curvas de fragilidad construidas a partir de la definición de los umbrales de los estados de daño, en base a los espectros bilineales de capacidad, según la propuesta Risk-UE.

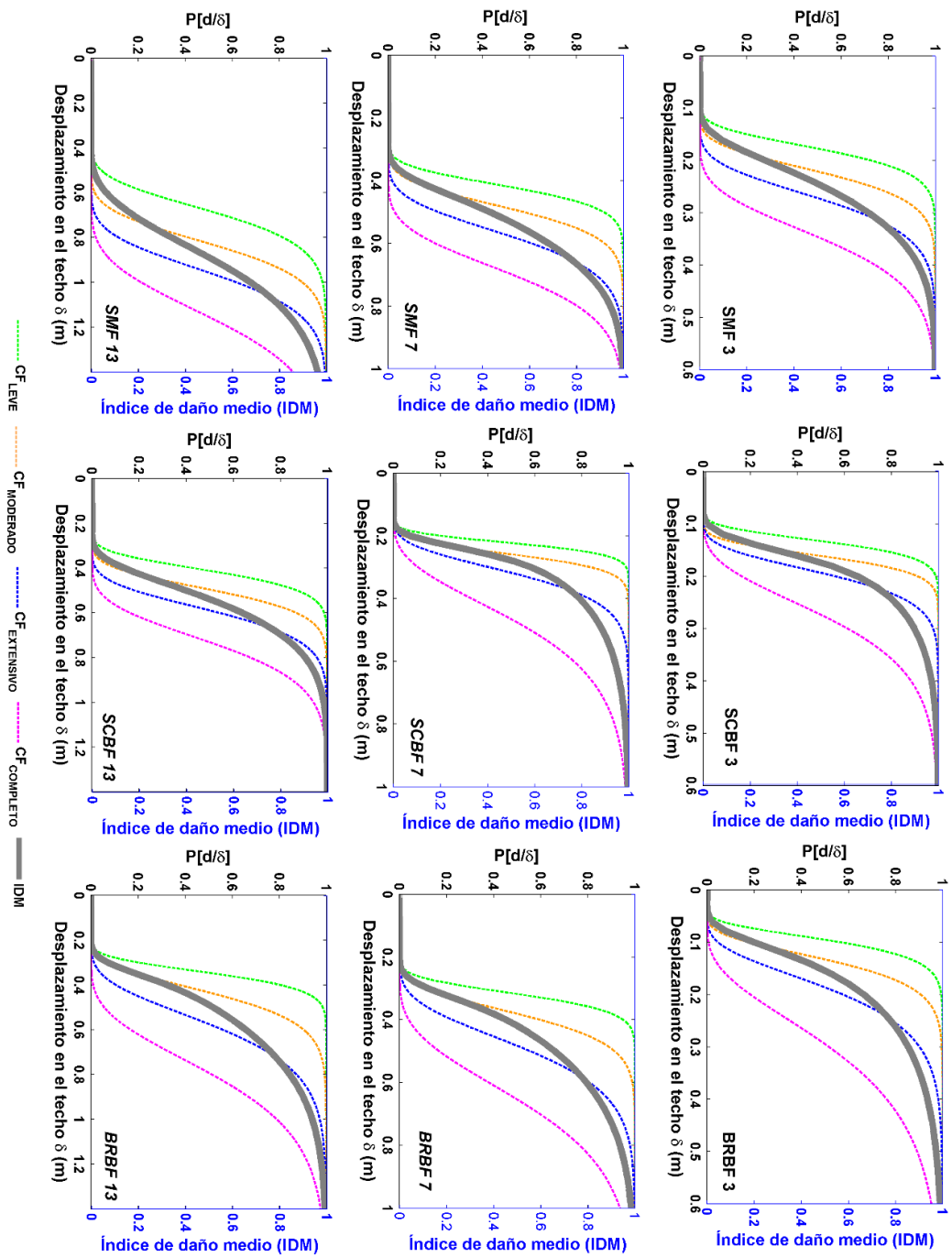


Figura 5-9 Percentil 50 (mediana) de las curvas de fragilidad, en función del desplazamiento en el techo, basadas en el IPAE y correspondiente índice de daño medio, para los 9 edificios estudiados



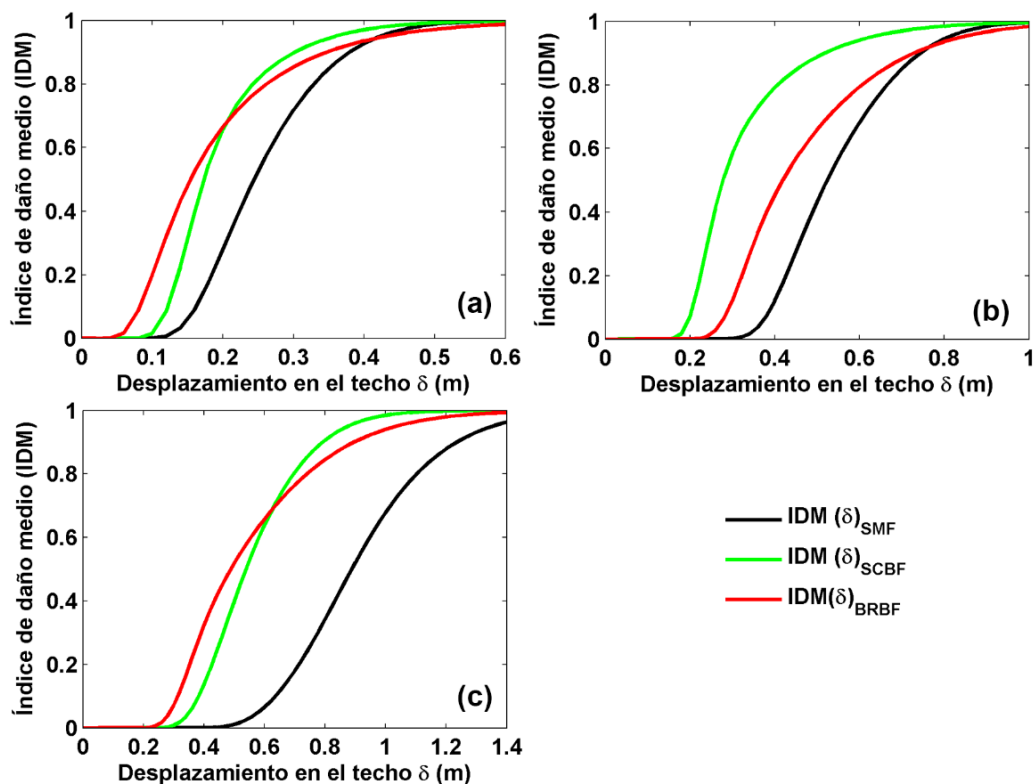


Figura 5-10 Comparación del percentil 50 de las curvas IDM -  $\delta$  par los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

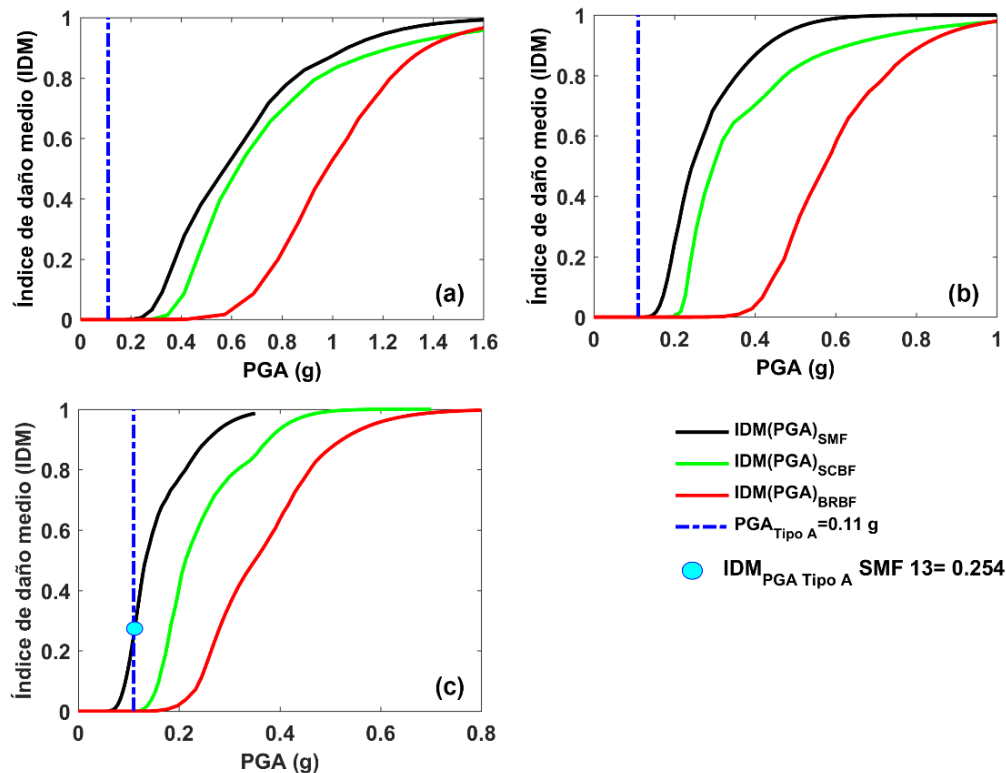


Figura 5-11 Comparación de los percentiles 50 de las curvas IDM(PGA) para los edificios (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13. Se ha usado las acciones de diseño para edificios tipo A.

## 5.6 Evaluación probabilista del colapso enfoque dinámico

Esta sección se dedica a la evaluación del colapso, siguiendo la metodología presentada en la sección 4.7 del capítulo anterior, con la diferencia que la CFC, de cada arquetipo se genera utilizando los puntos correspondientes al PGA de colapso de los IDA probabilistas. La Figura 5-12 muestra las CFC de los arquetipos y la Tabla 4-9 presenta los respectivos parámetros,  $\mu_{CFC}$  y  $\sigma_{CFC}$ , de los ajustes de la función lognormal acumulativa. Considerado la curva de peligrosidad sísmica (zona II) de la Ciudad de México (Ordaz et al. 2000) (ver Figura 4-19) que se utiliza en la evaluación del colapso del capítulo 4 y la máxima acción de diseño  $PGA_{\text{tipo A zona II}} = 0.08 \text{ g}$  (NTC-DF 2004), se determina para cada arquetipo, su probabilidad de colapso para la máxima amenaza,  $P|CFC_{\text{Max}}(PGA)$ . También se determina su frecuencia media, o tasa,  $\lambda_{C,}$ , anual de colapso para la zona de estudio. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4-10.

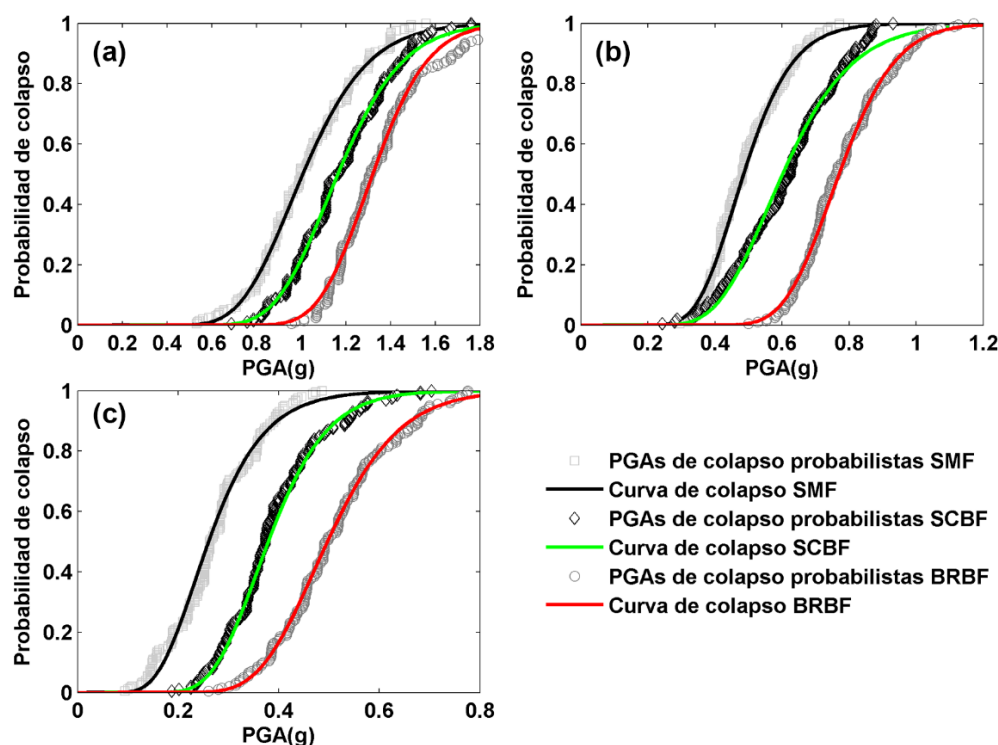


Figura 5-12 CFC basadas en el IDA para los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

Tabla 5-4 Parámetros de las CFC, de la Figura 5-12.

		SMF	SCBF	BRBF
3 PISOS	$\mu_{CFC} \text{ (g)}$	0.997	1.168	1.327
	$\sigma_{CFC}$	0.227	0.195	0.147
7 PISOS	$\mu_{CFC} \text{ (g)}$	0.480	0.597	0.769
	$\sigma_{CFC}$	0.234	0.24	0.171
13 PISOS	$\mu_{CFC} \text{ (g)}$	0.264	0.373	0.496
	$\sigma_{CFC}$	0.329	0.268	0.24

1. Parámetros  $\mu_{CFC}$  y  $\beta_{CFC}$  de la distribución lognormal acumulativa para cada CFC.

Tabla 5-5 Resultados de la evaluación del colapso de los arquetipos en la Ciudad de México.

		SMF	SCBF	BRBF
<b>3 PISOS</b>	<b>P CFC<sub>Max(PGA)</sub></b>	1.15E-15	5.27E-24	5.93E-46
	<b><math>\lambda_C</math></b>	9.87E-24	8.08E-34	2.26E-60
<b>7 PISOS</b>	<b>P CFC<sub>Max(PGA)</sub></b>	2.52E-06	8.00E-07	1.75E-20
	<b><math>\lambda_C</math></b>	8.95E-13	5.13E-13	1.24E-30
<b>13 PISOS</b>	<b>P CFC<sub>Max(PGA)</sub></b>	0.077	3.38E-04	4.47E-07
	<b><math>\lambda_C</math></b>	3.17E-06	4.78E-10	8.20E-14

2.  $P|CFM_{Max(PGA)}$  probabilidad de colapso para el máximo PGA en la zona de estudio y  $\lambda_C$  frecuencia media anual de colapso.

Como ya se ha indicado en el capítulo 4, el valor del parámetro  $\mu_{CFC}$  representa el PGA donde la probabilidad de que se iguale o exceda el estado de colapso es del 50% y el parámetro  $\sigma_{CFC}$  es la desviación estándar de la función lognormal correspondiente, que está relacionada con la dispersión que tengan los valores de los PGA de colapso, en lo que respecta a los arquetipos, independientemente del número de pisos, los BRBF tienen el mayor valor de  $\mu_{CFC}$ , seguidos de los SCBF y por último los SMF; es decir, los arquetipos BRBF presentan el mejor comportamiento para la prevención de colapso. En lo que respecta al valor de  $\sigma_{CFC}$ , obsérvese que se incrementa con el número de pisos, lo que nos indica que el punto de colapso de estructuras altas tiene una mayor incertidumbre. Por otra parte, en relación a la evaluación para la zona de estudio, obsérvese que, en todos los casos los valores de  $P|CFC_{Max(PGA)}$  y  $\lambda_C$  son muy pequeños, por lo que, se cumplen satisfactoriamente los dos niveles de prevención del colapso establecidos en el FEMA P-1050-1 (2015). Es decir: 1) que la máxima amenaza del sitio en estudio no debe superar el 10% de probabilidad de colapso ( $P|CFC_{Max(PGA)} \leq 10\%$ , es decir 0.1); y 2) que  $\lambda_C$  no exceda el 1% en 50 años (probabilidad anual del 0.02%, es decir 2E-04). En este sentido, de nuevo, los sistemas BRBF son lo que presentan un mejor comportamiento, seguidos por los SCBF y, por último, por los SMF. El adecuado cumplimiento de los criterios del FEMA P-1050-1 (2015) por parte de todos los arquetipos, resulta consistente, dado que éstos cumplen con los criterios del diseño estructural establecidos en la normativa vigente para la zona de estudio. Sin embargo, es importante tener presente que para el caso particular de los SMF 13, que muestra ser el arquetipo más vulnerable para la zona de estudio, tiene una  $P|CFC_{Max(PGA)}=0.077$  y una  $\lambda_C=3.17E-06$ , o una correspondiente probabilidad de excedencia para un periodo de retorno  $T=50$  años  $P(\lambda_C|T)$  estimada mediante la ecuación (4-15) del capítulo 4, de  $P(\lambda_C|T)=1.58E-04$ . Así, se observa que cumplen con lo solicitado para la prevención del colapso del FEMA P-1050-1 (2015), pero con valores cercanos a los límites, por lo que, si bien no estaría comprometido su colapso, sí tendrían una probabilidad significativa de presentar daños importantes. En consecuencia, es recomendable extender esta metodología para otros niveles de daño y no sólo para el estado de colapso, lo que, permitiría tener un panorama más completo del

rendimiento sísmico de los edificios con base en las probabilidades de que ocurran los niveles o estados de daño que se quieran estudiar. En la siguiente sección, se comparan los resultados de la evaluación de colapso realizados, en este capítulo, con los resultados obtenidos con NLSA, en el capítulo 4.

### 5.7 Comparación NLSA - NLDA

En esta sección se comparan los principales resultados de la evaluación sísmica de los arquetipos realizada con NLSA en el capítulo 4 con los obtenidos con el NLDA realizado en el presente capítulo. Más concretamente se comparan los resultados de 4 aspectos importantes: i) relación  $PGA - \delta$ ; ii) el índice del estado de daño medio IDM; iii) el daño esperado para la zona de estudio y iv) la prevención del colapso.

Primero se analizan las relaciones  $PGA - \delta$ . En el NLSA la relación fue obtenida con el método del balance de energía entre la curva de capacidad y el espectro de respuesta para los acelerogramas, incrementando los PGA. En el NLDA la relación se obtuvo de forma directa como resultado del IDA. En la Figura 5-13 se muestran ambos resultados para el percentil 50. En todos los casos se observa un buen acuerdo, sobre todo en el rango lineal. En el rango no lineal se observan diferencias, pero, de forma general, las curvas obtenidas con ambos enfoques siguen una misma tendencia de comportamiento. Este buen acuerdo entre los resultados del NLSA y NLDA, demuestra la robustez de la técnica del balance energético para obtener el rendimiento en desplazamiento en el techo,  $\delta$ , con base del NLSA, para acelerogramas de terremotos reales. Esto resulta vital, en aquellos casos que requieran realizar evaluaciones simplificadas basadas en el NLSA. No obstante, hay que mencionar que las estructuras aquí estudiadas son regulares, su respuesta está controlada predominantemente por el modo fundamental (con más de un 70% de participación de masa), se han estudiado usando modelos 2D y, en consecuencia, no se han considerado los efectos de torsión. Estructuras más complejas pueden requerir estudios más sofisticados y, probablemente los acuerdos NLSA y NLDA serían menores.

En lo que respecta al índice o estado de daño medio IDM, en el NLSA, para las curvas de fragilidad se usaron los umbrales de los estados de daño ( $Sd_i$ ,  $i$ =leve, moderado, extensivo y completo) definidos en el proyecto RISK UE, basados en el punto de fluencia ( $Sd_y$ ,  $Sa_y$ ) y punto de capacidad última ( $Sd_u$ ,  $Sa_u$ ) del espectro bilineal de capacidad. Son obtenidos de las curvas de fragilidad el respectivo  $IDM(Sd)_{RISK\ UE}$ . Es importante mencionar que, el  $IDM(Sd)_{RISK\ UE}$  está en función del desplazamiento espectral  $Sd$ , por lo que, para hacer la comparación con el enfoque NLDA, se han convertido los  $Sd$  a desplazamientos en el techo,  $\delta$ , mediante el factor de participación modal  $PF_1$  del periodo fundamental de cada arquetipo (ver Tabla 4-2 del capítulo 4), obteniendo ahora el  $IDM(\delta)_{RISK\ UE}$ . En el enfoque basado en el NLDA para las curvas de fragilidad se utilizaron los estados de daño ( $\delta_i$ ,  $i$ =leve, moderado, extensivo y completo) definidos con base en el índice de daño de Park y Ang, ponderado por energía,  $IPA_E$ , obteniéndose también curvas de fragilidad

como función del  $\delta$  y su respectivo  $IDM(\delta)_{IPAE}$ . En la Figura 5-14 se muestra el  $IDM(\delta)$  en función del desplazamiento en el techo,  $\delta$ , para ambos enfoques para el caso del percentil 50 de los arquetipos. Obsérvese que, para todos los arquetipos, el  $IDM(\delta)_{RISK UE}$  sobreestima el daño esperado para los estados de daño *leve* a *extensivo*, pero subestima el daño por encima del estado *completo*, en comparación con el  $IDM(\delta)_{IPAE}$ . Es decir, en los edificios aquí estudiados, para desplazamientos bajos e intermedios el  $IDM(\delta)_{RISK UE}$  resulta conservador, mientras que, para desplazamientos altos el  $IDM(\delta)_{IPAE}$  es el que resulta conservador. Resultados similares fueron obtenidos para edificios de hormigón armado por Pujades et al. (2015).

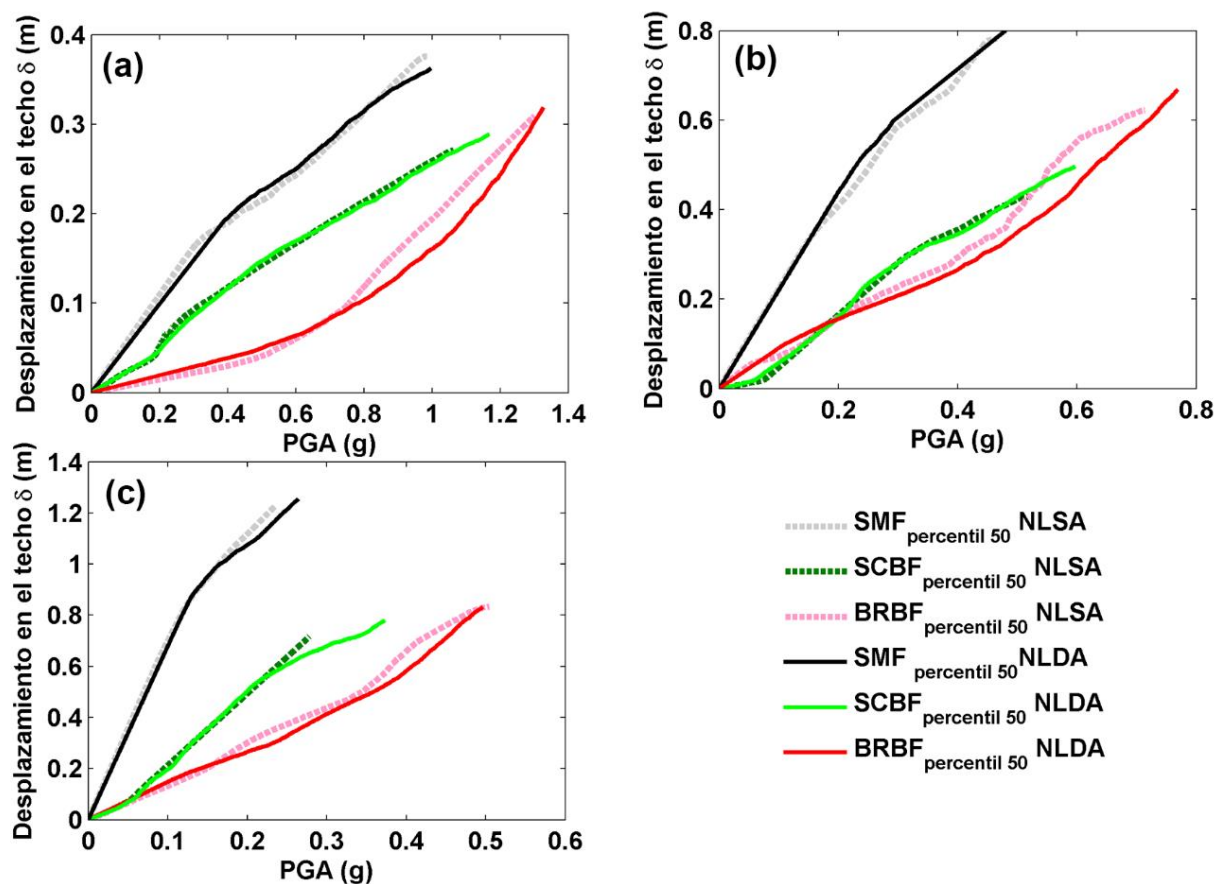


Figura 5-13 Relación entre los percentiles 50 de las relaciones PGA- $\delta$  obtenidas mediante NLSA y NLDA para los edificios (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

La comparación del rendimiento esperado en la zona de estudio con el NLSA y NLDA, se realizó considerando los respectivos IDM mencionados, en el párrafo anterior, pero en función de la intensidad sísmica de PGA,  $IDM(PGA)$ . Para ver las diferencias entre ambos, se muestran los resultados para los arquetipos de 13 pisos, que resultaron ser los más vulnerables con ambos enfoques. En la Figura 5-15 se muestra el percentil 50 del  $IDM(PGA)$  de los arquetipos de 13 pisos. Se observa que el enfoque NLSA sobrevalora los daños esperados en la zona de estudio, es decir, para la amenaza Tipo A. Los BRBF en

ambos enfoques no tendrían daño; no así los SCBF y SMF que, con el enfoque NLSA se estima que tendrían un daño moderado, mientras que, con el enfoque NLDA los SCBF no presentan ningún daño y los SMF sólo un daño leve. Si se contrastan estos resultados con la evaluación del daño para la zona de estudio, realizada con base en el  $IPA_E$  obtenido de forma directa del IDA, se observa que tienen una mejor compatibilidad con los resultados estimados del enfoque NLDA, lo que, por otra parte, resulta obvio ya que el  $IDM(\delta)_{IPA_E}$  se ha basado en el NLDA. En conclusión, el  $IDM(PGA)$  basado en el NLDA proporciona una mejor predicción de los daños esperados para los arquetipos aquí estudiados, lo cual se atribuye a la relación directa que tiene con un índice de daño físico de la estructura como es el  $IPA_E$ ; mientras que, definir los estados de daño en función de los desplazamientos espectrales de la representación bilineal del espectro de capacidad, que es como se realiza en el IDM con el enfoque NLSA, es una buena aproximación pero que puede sobreestimar el daño esperado para pequeños desplazamientos, o equivalentemente, para acciones sísmicas moderadas.

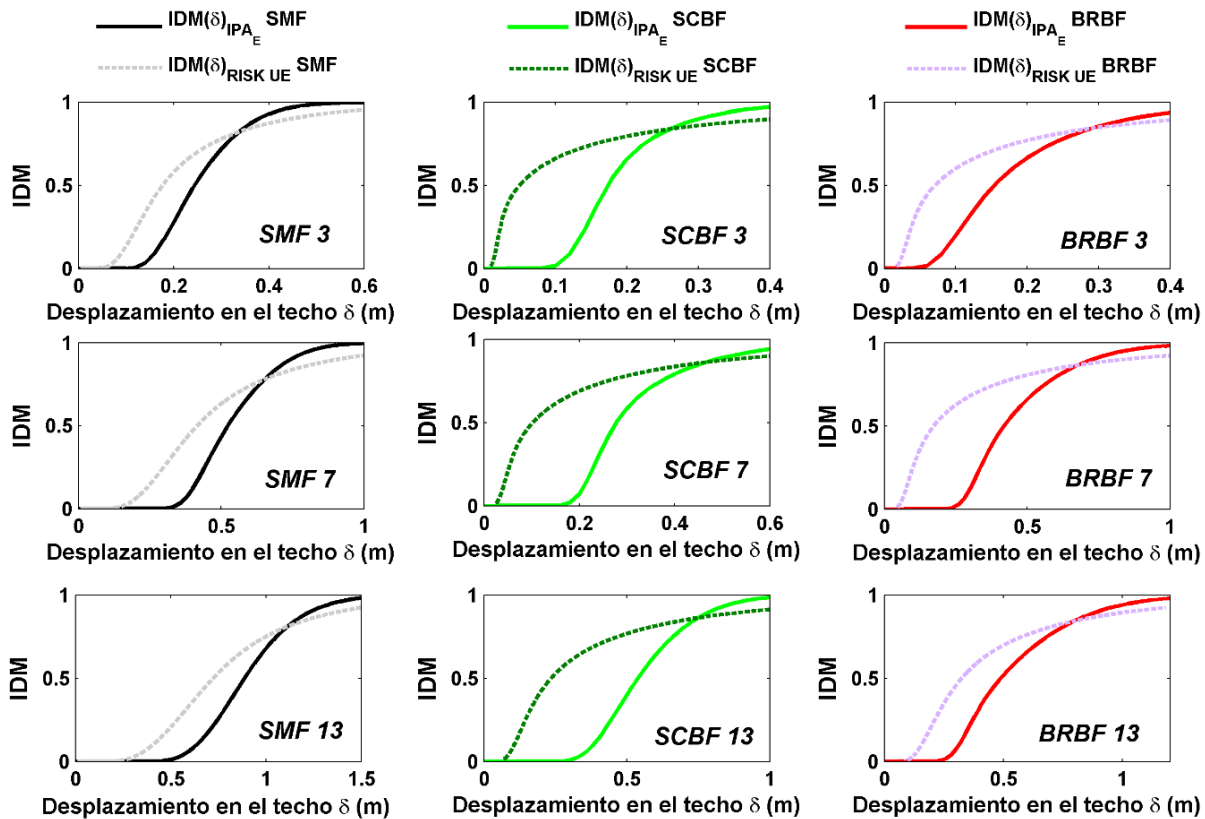


Figura 5-14 Comparación del percentil 50, de los  $IDM(\delta)$  obtenidos a partir de las curvas de fragilidad definidas a partir de la curva bilineal de capacidad (RISK UE) y a partir del índice de daño de Park y Ang ( $IPA_E$ ).

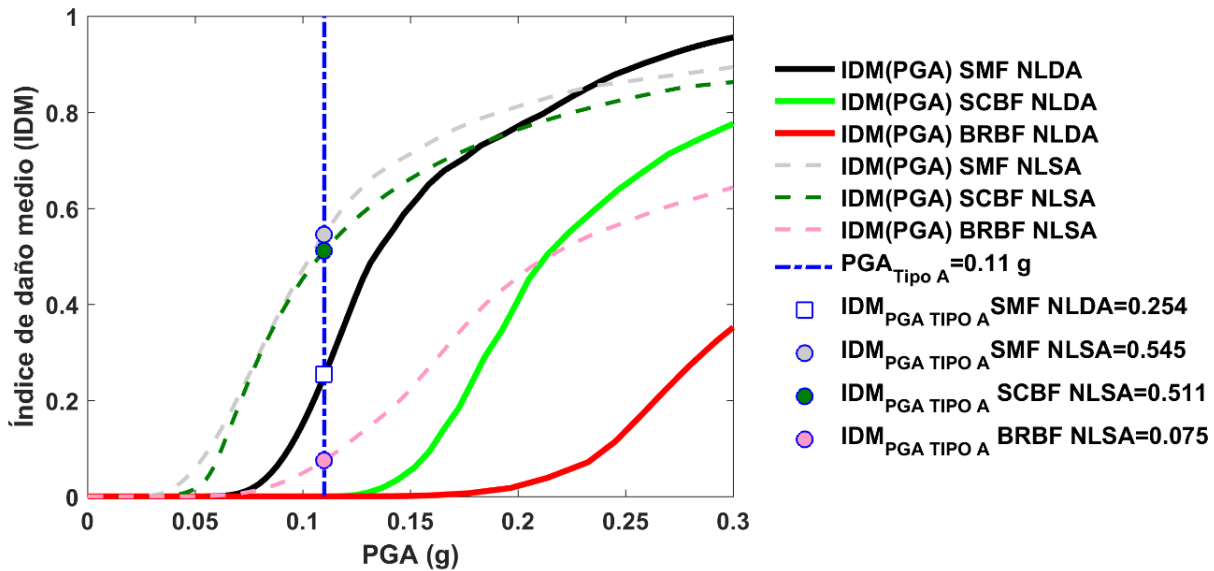


Figura 5-15 Comparación de los percentiles 50 de los IDM (PGA) para los edificios de 13 pisos obtenidos a partir del NLSA (RISK UE) y del NLDA (IPA<sub>E</sub>). También se indica el daño esperado para la zona de estudio para la amenaza tipo A.

Finalmente, en lo que concierne a la prevención de colapso, en el NLSA la curva de fragilidad de colapso, CFC, se obtuvo con los PGA de colapso obtenidos del equilibrio energético de las 3 curvas de capacidad, percentiles 5, 50 y 95 de cada arquetipo con los espectros de respuesta compatibles con la zona de máxima amenaza que le correspondía. En el caso del enfoque NLDA, la CFC, se obtuvo con los PGA de colapso de los análisis IDA probabilistas. En la Figura 5-16 se muestran las CFC, percentil 50, de los arquetipos con ambos enfoques. Se observa que la probabilidad media de colapso  $\mu_{CFC}$  en la CFC y sobre todo su desviación estándar  $\sigma_{CFC}$  del enfoque NLSA, son menores que las del enfoque NLDA. Es decir, los PGA de colapso del NLSA tienen una menor incertidumbre, lo que se refleja en que las CFC tienen una mayor pendiente. En lo que respecta, a la estimación de la probabilidad de colapso para la máxima amenaza,  $P|CFC_{Max(PGA)}$ , y la frecuencia media anual de colapso,  $\lambda_C$ , en la zona de estudio, con ambos enfoques se cumplen los límites establecidos por el FEMA P-1050-1 (2015) en todas las estructura. Resulta más conservador el enfoque NLSA, debido a que, las CFC del enfoque NLDA tienen mayores  $\sigma_{CFC}$ , lo que ocasiona que las curvas tengan una menor pendiente y un crecimiento ligero que se inicia desde PGA pequeños, y se obtengan valores menos conservadores: 1) en el cruce con la máxima amenaza para obtener el  $P|CFC_{Max(PGA)}$  y 2) en la convolución con la curva de peligrosidad del sitio de estudio para obtener  $\lambda_C$ . De lo anterior se concluye que, en la metodología presentada de evaluación de prevención del colapso, es de vital importancia la incertidumbre que tengan los PGA de colapso, pues de ella depende directamente la inclinación que tendrá la CFC y que puede llevar a sobre- o a sub-estimar la probabilidad de colapso y la frecuencia media anual de colapso para una misma amenaza.



Cabe destacar que este tipo de evaluaciones del colapso, generalmente, toman como medida de intensidad la aceleración espectral del modo fundamental del edificio  $Sa_{T1}$  tanto en la CFC como en la curva de peligrosidad (Chandramohan et al. 2016; Miranda et al. 2017). Este aspecto es importante cuando se hace una comparación entre tipologías, dado que, en algunos casos, se pueden obtener resultados distintos si el Factor Espectral Dinámico (FED), definido como la relación entre la aceleración espectral de respuesta de los diferentes periodos estructurales entre el PGA, es muy diferente entre las distintas tipologías a analizar. En nuestro caso, el FED de la respuesta espectral de las acciones sísmicas utilizadas para cada arquetipo es alrededor de 4 (ver capítulo 2), por lo que los resultados obtenidos no variarían.

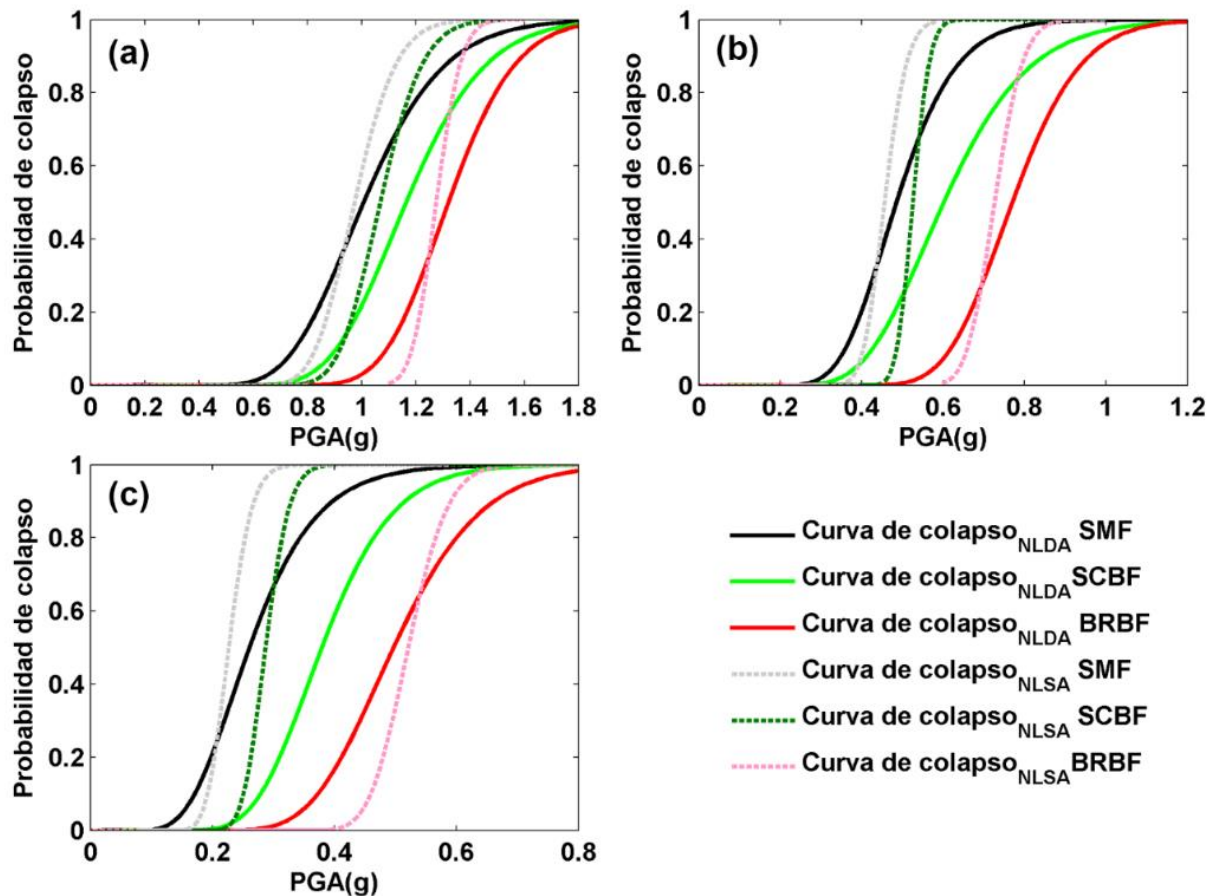


Figura 5-16 Curvas de fragilidad probabilistas de colapso desde el enfoque del NLDA y NLSA de los arquetipos (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

## 5.8 Resumen y conclusiones

En este capítulo se ha presentado la evaluación sísmica determinista y probabilista de los arquetipos de esta tesis mediante NLDA incremental, IDA. Con base en esta metodología fueron obtenidas, para cada arquetipo, relaciones entre la variable incremental de intensidad PGA y los desplazamientos en el techo,  $\delta$ , así como los cortantes en la base  $V$ . Se ha estudiado también la influencia que tienen las incertidumbres de

las variables de entrada (propiedades mecánicas de los elementos y acción sísmica) en los NLDA. A partir de los resultados del IDA se ha estimado el índice de daño de Park y Ang, IPA, calibrado para estructuras de acero. Este índice se ha obtenido de dos formas: como un promedio ponderado por la energía disipada en los elementos dañados,  $IPA_E$ , y como un promedio general de los elementos dañados en la estructura,  $IPA_P$ . Ambos casos fueron comparados. Con base en el  $IPA_E$  se han desarrollado nuevas curvas de fragilidad, CF, y el índice de daño medio IDM. Los PGA de colapso estimados con el IDA probabilista de cada arquetipo se han usado para generar curvas de fragilidad de colapso CFC, para calcular la probabilidad de colapso,  $P|CFC_{Max(PGA)}$ , y para estimar la frecuencia media, o tasa, anual de colapso,  $\lambda_C$ , para las acciones de diseño probabilistas de la zona de estudio. Finalmente, los principales resultados obtenidos se han comparado con los resultados del NLSA realizado en el Capítulo 4.

De la evaluación sísmica usando NLDA se obtienen las siguientes conclusiones:

***a) Respecto al IDA***

Las relaciones PGA -  $\delta$ , PGA -  $IPA_E$  y PGA -  $IPA_P$ , percentil 50, tienen en general una muy buena similitud con el caso determinista en todos los casos aquí analizados; pequeñas diferencias se atribuyen a la variabilidad de las acciones sísmicas aplicadas y a que las curvas de percentil 50 es obtenido de los 200 IDA probabilista de cada arquetipo.

***b) Respecto a las incertidumbres***

Los resultados obtenidos muestran que las incertidumbres esperadas en la respuesta estructural son significativas y que su dispersión aumenta con la intensidad sísmica, debido a que, a mayor intensidad sísmica se tienen una mayor incursión en el campo no lineal. Este estudio confirma que la acción sísmica es responsable de la mayor dispersión en la respuesta, seguida en importancia por la incertidumbre en la variable  $f_y$ . La contribución de las incertidumbres en las dos rotaciones ( $\theta_p$  y  $\theta_{pc}$ ), es menor. Por ejemplo, en el caso del SMF 3, las acciones sísmicas consideradas tienen una variabilidad del 5% (ver capítulo 2) para el periodo fundamental del edificio y producen una incertidumbre en la respuesta estructural del 10% a 12%. Mientras que, la fuerza de fluencia,  $f_y$ , en las vigas y columnas tienen una variabilidad del 7.1% (ver capítulo 3) y producen en la respuesta estructural una incertidumbre del 10% en PGA pequeños y del 5 % para acciones de PGA grandes.

***c) Respecto al índice de daño IPA***

El  $IPA_E$ , al ser calculado en esta tesis, respetando su conceptualización original de ponderación por energía, proporciona mayores valores que los obtenidos con el  $IPA_P$  que, de forma directa, entrega el programa Ruaumoko 2D. Este hecho se atribuye a que, el  $IPA_E$  considera mejor, los elementos con mayor daño (elementos con mayor disipación de energía), mientras que el  $IPA_P$ , al ser un promedio simple, distribuye el

daño, al considerar por igual todos los elementos, tengan un mayor o menor daño. Las mayores diferencias entre ambos índices se presentan cuando las estructuras entran en su rango no lineal, es decir, en torno al punto de fluencia, ya que, en ese caso, muy pocos elementos concentran el mayor daño, mientras que los demás pueden presentar muy poco daño. Para grandes PGA donde son varios los elementos que resultan dañados, ambos índices tienen a proporcionar valores similares. El factor  $\beta$  en el cálculo del índice de Park y Ang de cada elemento estructural determina el porcentaje de contribución de disipación de energía al daño, y resulta un parámetro muy sensible, ya que su valor tiene una gran repercusión en el IPA; en este estudio se ha observado que un valor de 0.15 es adecuado y consistente con los niveles de degradación estructural correspondientes a los valores del IPA.

***d) Respecto a la fragilidad y estado de daño medio***

Las curvas de fragilidad y el IDM basados en el  $IPA_E$  representan mejor los daños esperados, ya que se basa en el seguimiento del daño progresivo obtenido en el IDA. En este sentido, es recomendable reajustar los estados de daño basados en las formas bilineales de los espectros de capacidad, tal como fueron propuestos en el proyecto de RISK UE, que conllevan a sobrestimar el daño para PGA moderados o bajos, mientras que suelen subestimar el daño acciones severas.

***e) Respecto a la evaluación del colapso***

La evaluación del colapso, entendido como la tasa anual del estado de daño de colapso de una estructura, es un enfoque novedoso que permite cruzar la curva de fragilidad de colapso, CFC, generada a partir de los PGA de colapso de los resultados de los análisis probabilistas de los edificios, con la curva que define la peligrosidad sísmica del lugar de estudio. Este tipo de evaluación permite estimar la probabilidad de que se exceda un cierto desplazamiento o daño en función de la intensidad sísmica (PGA o aceleración espectral del modo fundamental  $Sa_{T1}$ , etc.) máxima del sitio de estudio, o en función de la curva de peligrosidad sísmica del sitio de estudio. En esta tesis ha sido aplicado para los PGA de colapso, sin embargo, esta técnica puede ser extendido a otros niveles o estados de daño.

***f) Respecto al rendimiento de los edificios***

En lo que respecta a la evaluación sísmica de los arquetipos para las acciones sísmicas evaluadas y por la forma de los espectro del código de la Ciudad de México (NTC-DF. 2004), se obtienen las siguientes conclusiones; para ayudar a clarificarlas en la Figura 4- se muestra los espectros de diseño de suelo duro (II), blando (IIIa) y muy blando (IIIb) de la Ciudad de México y los periodos fundamentales ( $T_1$ ) de los arquetipos estudiados.

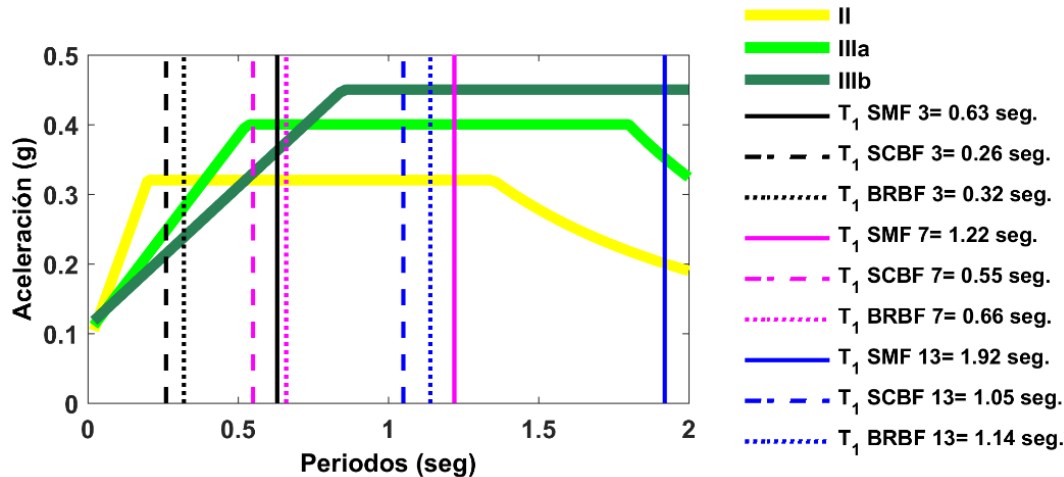


Figura 5-17 Espectros de diseño de suelo duro (II), blando (IIIa) y muy blando (IIIb) de la zona de estudio (Ciudad de México) y periodo fundamental ( $T_1$ ) de los 9 edificios estudiados.

- 1) Los edificios con riostras de pandeo restringido (BRBF) de 3, 7 y 13 pisos, tienen un mejor rendimiento tanto en suelo duro (zona II), como en suelo blando y muy blando (zona IIIa y IIIb) en comparación con sus respectivos edificios con riostras concéntricas (SCBF). Ello se atribuye a que, para un mismo número de pisos, ambos sistemas tienen el periodo fundamental,  $T_1$ , en el mismo rango ( $T_{1BRBF\ 3}=0.32$  s.,  $T_{1SCBF\ 3}=0.26$  s.;  $T_{1BRBF\ 7}=0.66$  s.,  $T_{1SCBF\ 7}=0.55$  s.; y  $T_{1BRBF\ 13}=1.14$  s. y  $T_{1SCBF\ 13}=1.05$  s.), por lo que, para estas zonas, estarán sometidos a demandas similares, con la ventaja que, los BRBF logran restringir los desplazamientos sin comprometer sus riostras, ya que no presentan problemas por pandeo para desplazamientos cortos, como sucede con los SCBF. Todo esto permite que el edificio soporte mayores intensidades de PGA antes de dañarse.
- 2) Los edificios con riostras de pandeo restringido (BRBF), en comparación con los pórticos especiales resistentes a momento (SMF), para el caso de 3 y 7 pisos en suelo duro (zona II) y suelo blando y muy blando (zona IIIa, IIIb), y para el caso de 13 pisos en suelo muy blando (IIIb), presentan un mejor rendimiento. Debido a que, los BRBF tienen un menor periodo fundamental, del orden de la mitad que el de sus respectivos SMF ( $T_{1SMF\ 3}=0.63$  s.,  $T_{1SMF\ 7}=1.22$  s. y  $T_{1SMF\ 13}=1.92$  s.), por lo que, la demanda en estas zonas será menor o igual a la que tendrán los SMF, con la ventaja de que las riostras de pandeo restringido aportan al edificio más rigidez y restringen mejor los desplazamientos, pudiendo soportar mayores PGA sin dañarse. Para los edificios de 13 pisos en suelo duro (zona II) y suelo blando (IIIa), los SMF podrían presentar un rendimiento igual o mejor que el de los BRBF, debido a que, los SMF estarán sometidos a una menor demanda, ya que, el  $T_{1BRBF\ 13}=1.14$  s. intercepta los espectros de las zonas II y IIIa en su meseta (tramo de mayor demanda), mientras que el  $T_{1SMF\ 13}=1.92$  s. lo hace en su zona descendente, con una menor demanda.

- 3) De la evaluación del daño esperado en la zona de estudio, los 9 edificios verifican bien las condiciones de diseño; en particular, sólo los edificios de pórticos especiales resistentes a momento (SMF) altos, de 13 pisos, situados en suelos muy blandos, podrían presentar daños leves en la Ciudad de México. Esta conclusión confirma que, para la Ciudad de México, el efecto de los suelos blandos que amplifican las bajas frecuencias afectan más a los edificios altos, en este caso, con periodos entre 2 y 3 segundos. Con todo, conviene matizar que, con base en la conclusión anterior, si los SMF 13 se analizaran en suelo duro (zona II) podrían tener un mejor comportamiento y no presentar ningún daño.

***g) Respecto a la comparación NLSA-NLDA-IDA***

Los resultados del enfoque NLSA y NLDA muestran un buen acuerdo, sobre todo para los edificios de 3 y 7 pisos. Este hecho se atribuye a la regularidad de los edificios estudiados y a que el modo fundamental de vibración controla la respuesta estructural. Cabe destacar que esto podría no ser así, si se considerase la influencia de modos de orden superior como parece empieza a ocurrir en los de 13 pisos o en análisis de edificios 3D irregulares donde crece la influencia en la respuesta de modos superiores, como por ejemplo de los modos torsionales.

Sin duda, el NLDA incremental, IDA, es una herramienta potente y robusta que permite un sofisticado análisis sísmico no lineal. Como contrapartida, el NLDA – IDA probabilista, tiene un alto costo computacional, que se incrementa cuando, como en la Ciudad de México, las acciones sísmicas son de largas duraciones. En el siguiente capítulo se desarrollan y presentan metodologías de última generación que abordar los análisis probabilistas de forma simplificada mediante NLSA pero que proporcionan resultados compatibles con los de los sofisticados y costosos NLDA – IDA.



## 6. MÉTODOS INNOVADORES PARA EVALUACIONES SÍSMICAS

### 6.1 Introducción

Hoy en día, hay un consenso en que los enfoques probabilísticos deben ser preferidos a los deterministas, ya que permiten incorporar incertidumbres y establecer intervalos de confianza, que proporcionan un panorama más completo de los resultados, como ya se ha comentado en los capítulos 4 y 5. Sin embargo, los análisis probabilísticos requieren un número significativo de análisis, lo que implica un alto costo computacional, sobre todo cuando requieren NLDA. Sería útil emplear métodos simplificados basados en NLDA que permitan obtener resultados similares a los del enfoque NLDA probabilista. Un ejemplo de estos enfoques simplificados es el propuesto por Pujades et al. (2015), quienes desarrollaron un modelo paramétrico y un índice de daño simplificado basado en la curva de capacidad para edificios de hormigón armado. Estas herramientas pueden ser útiles en evaluaciones rápidas de daños y, en particular, en enfoques probabilísticos, ya que permiten reducciones significativas en el tiempo de cálculo (Pujades et al. 2015; Hidalgo-Leiva 2017; Diaz et al. 2017b).

En este capítulo se revisan el modelo paramétrico y el índice de daño propuestos por Pujades et al. (2015); además se desarrolla también un nuevo índice de daño basado en la energía de deformación y en la energía disipada por histéresis; ambas funciones de energía se calculan a partir de la curva de capacidad. Posteriormente, estas herramientas se aplican a los arquetipos de edificios de acero aquí analizados; de esta manera se espera mostrar la robustez y versatilidad de estos nuevos métodos innovadores, sobre todo, para evaluaciones sísmicas probabilistas. Estos 3 métodos son implementados mediante un programa orientado al cálculo del riesgo sísmico desde un enfoque probabilista. Este capítulo está organizado de la siguiente manera. La sección 6.2 muestra la aplicación del modelo paramétrico de capacidad a los edificios arquetipos. En la sección 6.3 se describen los dos índices simplificados de daño; es decir: 1) índice de daño de capacidad (Capacity Damage Index, CDI) y 2) Índice de daño de energías (Energy damage Index, EDI); ambos índices se aplican a los arquetipos SMF. En la sección 6.4 se presenta el programa PSRv1.0 (Probabilistic Seismic Risk) desarrollado con base en los métodos abordados en la tesis y, en particular, en este capítulo. Finalmente, en la sección 6.5 se resumen y discuten los principales aspectos de este capítulo en relación con los objetivos de la tesis.

### 6.2 Modelo paramétrico

El modelo paramétrico de Pujades et al. (2015) supone que la curva de capacidad,  $F(\delta)$ , se compone de una parte lineal,  $F_L(\delta)$ , y una parte no lineal,  $F_{NL}(\delta)$ ; la parte lineal se define por la rigidez inicial o pendiente inicial,  $M$ , de la curva de capacidad del edificio; la parte no lineal representa la degradación de la capacidad resistente de la estructura y se obtiene con la siguiente ecuación:



$$F_{NL}(\delta) = F_L(\delta) - F(\delta) = M \cdot \delta - F(\delta) \quad (6-1)$$

donde  $\delta$  es el desplazamiento en el techo. Por otra parte, si se obtiene la primera derivada de la parte no lineal con la siguiente ecuación:

$$\frac{d}{d\delta} F_{NL}(\delta) = M - \frac{d}{d\delta} F(\delta) \quad (6-2)$$

Entonces, la primera derivada de la curva  $F_{NL}(\delta)$ , debidamente normalizada, puede ser parametrizada por medio de una función lognormal cumulativa y, por lo tanto, queda definida por dos parámetros,  $\mu_{CC}$  y  $\sigma_{CC}$ . Por último, considerando el punto de capacidad última ( $\delta_u, V_u$ ), la curva de capacidad queda completamente definida por cinco parámetros independientes. Con la función lognormal cumulativa  $\Psi$ , se puede obtener la parte no lineal ajustada  $F_{NL}(\delta)_A$  con la siguiente expresión:

$$\Psi(A\delta) = B \frac{d}{d\delta} F_{NL}(\delta) \approx \frac{1}{(A\delta)\sigma_{CC}\sqrt{2\pi}} \int_0^{A\delta} e^{\frac{-(\ln(A\delta) - \ln(\mu_{CC}))^2}{2\sigma_{CC}^2}} d\delta; \quad 0 \leq A\delta \leq 1 \quad (6-3)$$

$$F_{NL}(\delta)_A = \frac{1}{B} \int_0^{A\delta} \Psi(\xi) d(\xi); \quad 0 \leq A\delta \leq 1 \quad (6-4)$$

donde A y B, son constantes que, se definen con las siguientes ecuaciones:

$$A = 1/\delta_{\max} \quad y \quad \frac{1}{B} = \frac{1}{M - M^*} \quad (6-5)$$

donde M es la pendiente inicial de la curva de capacidad, o equivalentemente, la pendiente de  $F_L(\delta)$ , y  $M^*$  es la pendiente final de la curva de capacidad. Obsérvese que, M y  $M^*$  también son respectivamente los valores máximos y mínimo de la primera derivada de la curva de capacidad. Finalmente, la curva de capacidad ajustada se obtiene como  $F(\delta)_A = M \cdot \delta - F_{NL}(\delta)_A$ .

El modelo paramétrico, al basarse en el ajuste de la parte no lineal de la curva de capacidad normalizada tanto en abscisas como en ordenadas, es válido también para los espectros de capacidad; en donde los 5 parámetros serán: 1) la pendiente inicial (m) del espectro de capacidad que, de forma equivalente, representa la rigidez inicial,  $K_i$  y el período fundamental del edificio,  $T_1$ ; 2) el valor medio  $\mu_{EC}$  de la función lognormal que ajusta la primera derivada normalizada de la parte no lineal, normalizada en abscisas y ordenadas del espectro de capacidad; 3) la desviación estándar  $\sigma_{EC}$  de la función lognormal; 4) el desplazamiento espectral último  $S_{du}$  y 5) La aceleración espectral última  $S_{au}$ . La Figura 6-1(a) muestra un ejemplo de espectro de capacidad,  $F(S_d)$ , definido por los cinco parámetros independientes del modelo paramétrico, también se muestra su parte lineal  $F_L(S_d)$  y no lineal  $F_{NL}(S_d)$ , así como su representación bilineal. La Figura 6-1(b) muestra las primeras derivadas, respectivamente, y la función lognormal cumulativa utilizada en el ajuste, pero ya des-normalizada. Obsérvese cómo el valor de  $\mu_{EC}$

puede ser equivalente en algunos casos con el valor del desplazamiento del punto de fluencia  $S_{d_y}$  en el espectro de capacidad bilineal, mientras que  $\sigma_{EC}$  está relacionado con la forma de la degradación de la rigidez tangente del espectro de capacidad.

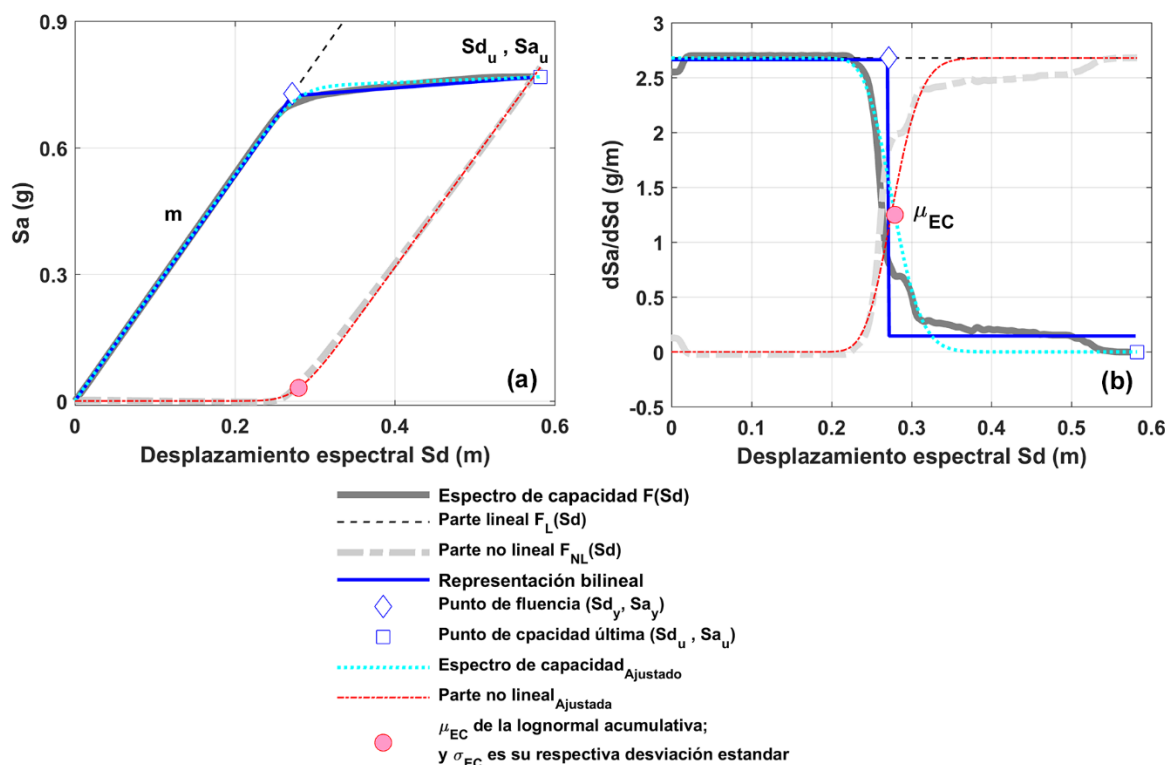


Figura 6-1 (a) Ejemplo de modelo paramétrico de un espectro de capacidad definido por cinco parámetros independientes y su parte lineal, no lineal y representación bilineal, así como b) sus primeras derivadas respectivamente.

En esta sección se aplica el modelo paramétrico a los espectros de capacidad de los arquetipos de edificios de acero evaluados en esta tesis. En la Figura 6-2 se muestran los ejemplos para el espectro de capacidad percentil 50 de los arquetipos de 3 pisos. Los espectros de capacidad, junto con sus partes lineales y no lineales, se muestran en la Figura 6-2(a); mientras que sus primeras derivadas se muestran en la Figura 6-2(b). En ambas figuras se muestran los correspondientes ajustes con el modelo paramétrico. Las diferencias observadas son muy pequeñas. El modelo paramétrico también se ha aplicado a todos los espectros de capacidad probabilistas de los arquetipos. En la Figura 6-3 se muestra el resultado para los casos probabilistas de los arquetipos de 3 pisos y en la Figura 6-4 los casos del percentil 50 de todos los arquetipos. Se observan claramente buenos ajustes en todos los casos, lo que pone de manifiesto la versatilidad y robustez del modelo paramétrico. El modelo paramétrico puede ser utilizado en estudios futuros como una herramienta para generar familias de curvas/espectros de capacidad generadas mediante los 5 parámetros de una sola curva/espectro de capacidad y de una variabilidad de cada parámetro predefinida.

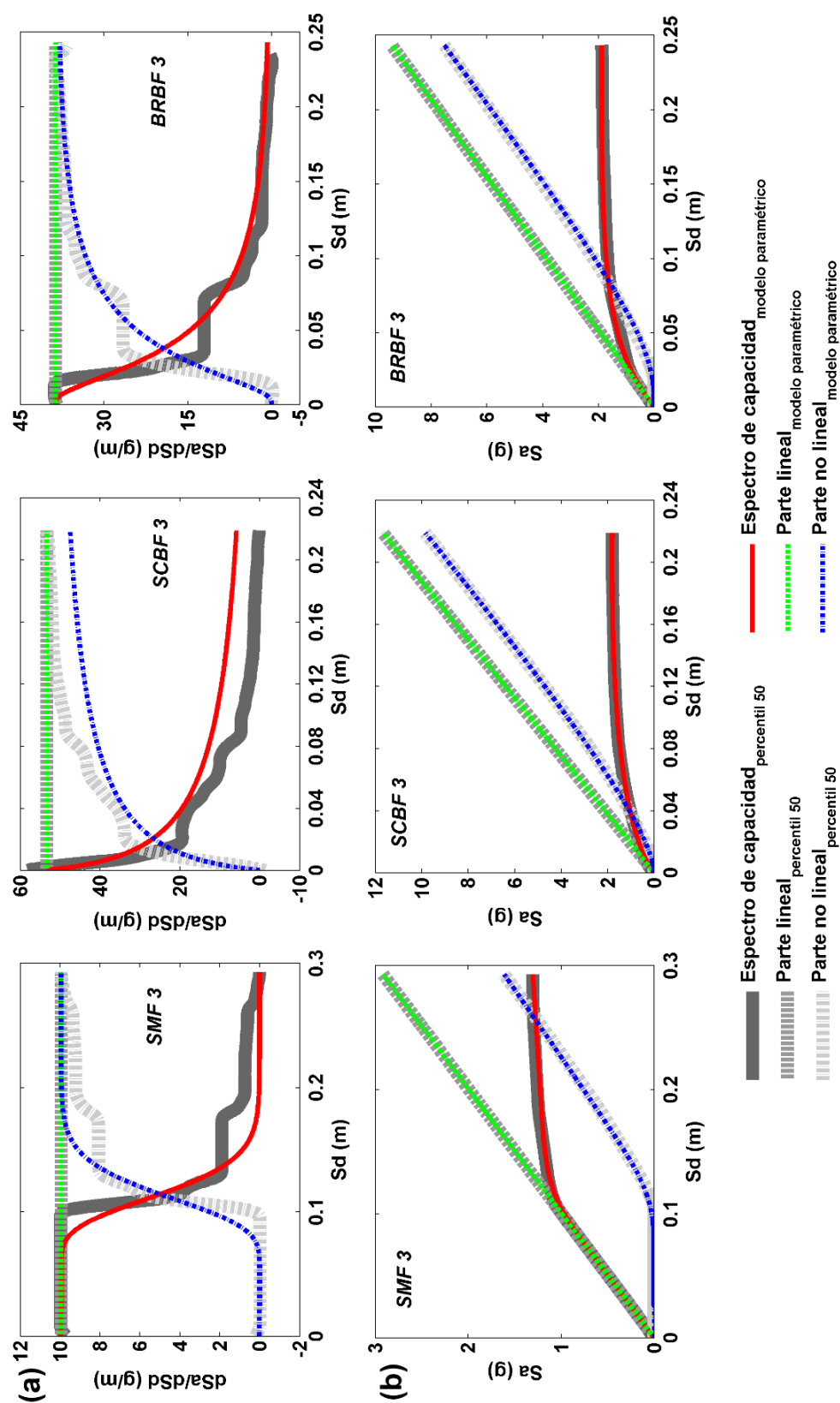


Figura 6-2 Ejemplo de ajuste del modelo paramétrico. (a): primeras derivadas de la curva de capacidad, de sus partes lineal y no lineal. (b) Curva de capacidad y partes lineal y no lineal. En ambas figuras se muestran las curvas observadas y ajustadas para la curva mediana (percentil 50) de los arquetipos

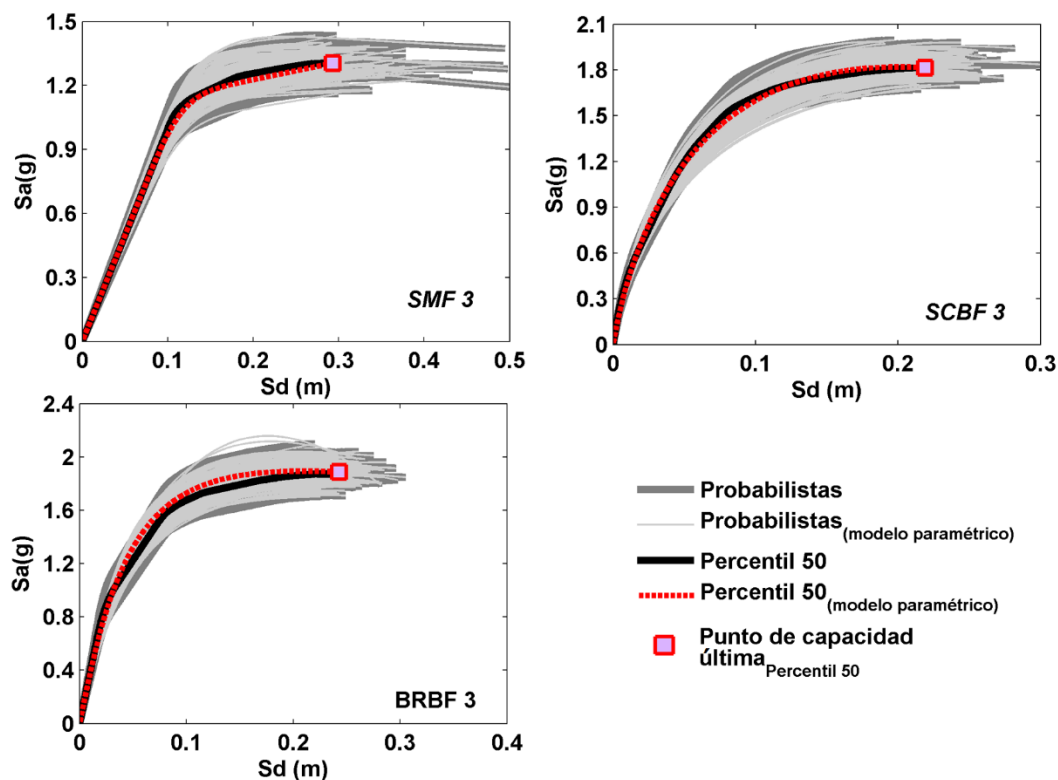


Figura 6-3 Espectros de capacidad reales y del modelo paramétrico probabilistas y percentil 50 de los arquetipos de 3 pisos.

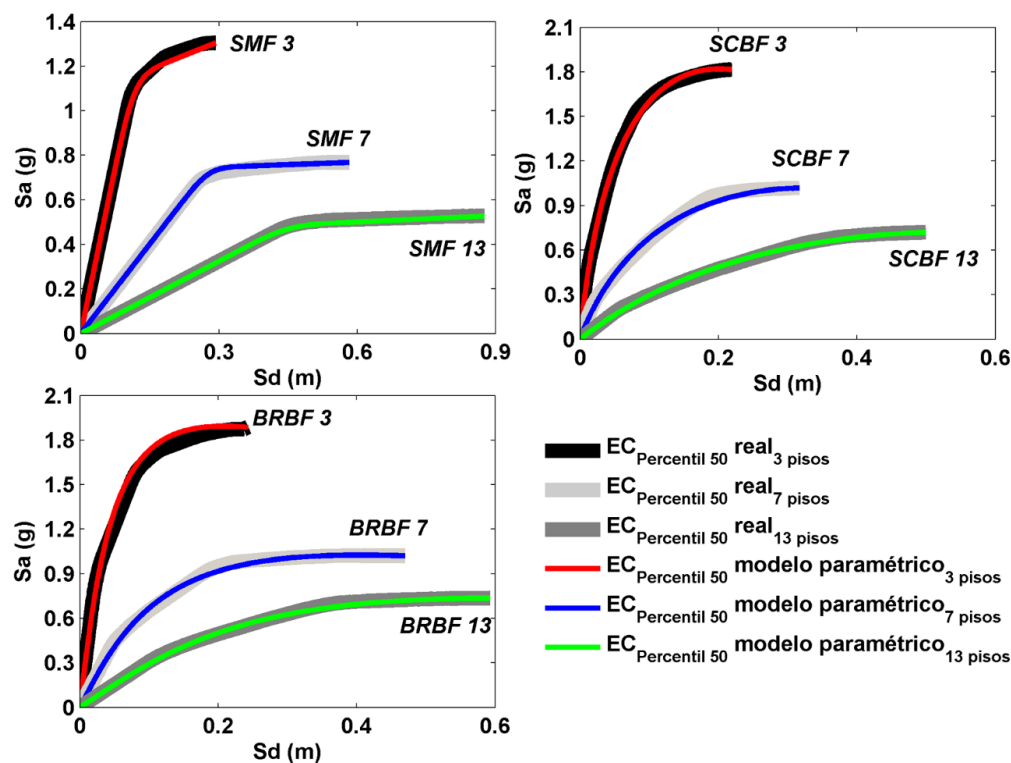


Figura 6-4 Espectros de capacidad medianos (percentil 50) observados y ajustados para los 9 arquetipos estudiados.

De esta forma es posible obtener un panorama probabilista, de forma sencilla y rápida. En la Tabla 6-1 se presentan los 5 parámetros de los percentiles 5, 50 y 95 para los espectros de capacidad probabilistas de los arquetipos y en la Tabla 6-2 sus respectivos errores cuadráticos medios,  $\varepsilon_{pp}$ , entre el espectro de capacidad observado y el ajustado.  $\varepsilon_{pp}$  se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{pp} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( F(Sd)_{pp_j} - F(Sd)_{pp_{Aj}} \right)^2} \quad j = 1 \dots n \quad (6-6)$$

Donde  $\varepsilon_{pp}$  es la medida de mínimos cuadrados del desajuste entre el espectro capacidad observado para el percentil pp,  $F(Sd)_{pp_j}$ , y el espectro de capacidad ajustado para ese mismo percentil,  $F(Sd)_{pp_{Aj}}$ ; n es el número de desplazamientos espectrales, Sd, que tienen cada espectro (ambos espectros deben tener el mismo vector de Sd) y j, indica la ordenada espectral de cada uno de los desplazamientos espectrales. Puede observarse cómo los errores,  $\varepsilon_{pp}$ , son muy pequeños lo que confirma que los ajustes obtenidos representan adecuadamente los espectros de capacidad observados.

Tabla 6-1 Parámetros del modelo de capacidad para el espectro de capacidad de los arquetipos.

		SMF					SCBF					BRBF				
		m (g/m)	S <sub>au</sub> (g)	S <sub>du</sub> (m)	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>	m (g/m)	S <sub>au</sub> (g)	S <sub>du</sub> (m)	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>	m (g/m)	S <sub>au</sub> (g)	S <sub>du</sub> (m)	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>
3 PISOS	Percentil 95	10.67	1.4	0.38	0.3	0.15	56.71	1.97	0.26	0.08	1.68	43.28	2.02	0.28	0.10	1.05
	Percentil 50	<b>9.96</b>	<b>1.3</b>	<b>0.29</b>	<b>0.39</b>	<b>0.2</b>	<b>53.29</b>	<b>1.82</b>	<b>0.22</b>	<b>0.09</b>	<b>1.92</b>	<b>38.69</b>	<b>1.89</b>	<b>0.24</b>	<b>0.16</b>	<b>0.90</b>
	Percentil 5	9.44	1.21	0.23	0.48	0.1	47.04	1.69	0.18	0.12	1.83	35.61	1.76	0.21	0.16	1.00
7 PISOS	Percentil 95	2.84	0.83	0.69	0.39	0.1	13.98	1.10	0.38	0.17	1.77	9.97	1.11	0.66	0.14	0.80
	Percentil 50	<b>2.68</b>	<b>0.77</b>	<b>0.58</b>	<b>0.48</b>	<b>0.1</b>	<b>12.98</b>	<b>1.02</b>	<b>0.32</b>	<b>0.27</b>	<b>1.98</b>	<b>9.00</b>	<b>1.02</b>	<b>0.47</b>	<b>0.20</b>	<b>0.92</b>
	Percentil 5	2.55	0.72	0.48	0.58	0.15	12.67	0.95	0.24	0.38	1.98	8.40	0.96	0.39	0.24	0.96
13 PISOS	Percentil 95	1.12	0.57	1.09	0.46	0.15	3.81	0.76	0.62	0.40	1.47	3.34	0.80	0.73	0.29	0.72
	Percentil 50	<b>1.08</b>	<b>0.53</b>	<b>0.88</b>	<b>0.51</b>	<b>0.1</b>	<b>3.62</b>	<b>0.72</b>	<b>0.50</b>	<b>0.53</b>	<b>1.98</b>	<b>3.06</b>	<b>0.74</b>	<b>0.59</b>	<b>0.40</b>	<b>0.80</b>
	Percentil 5	1.04	0.49	0.63	0.7	0.05	3.45	0.67	0.43	0.68	1.89	2.82	0.68	0.48	0.82	1.12

Tabla 6-2 Errores cuadráticos medios entre el espectro de capacidad observado y el espectro de capacidad ajustado mediante el modelo paramétrico.

		ε <sub>pp</sub>		
		SMF	SCBF	BRBF
3 PISOS	Percentil 95	1.5E-03	1.6E-03	3.7E-03
	Percentil 50	5.9E-04	7.0E-04	1.7E-03
	Percentil 5	2.0E-04	1.3E-03	1.3E-03
7 PISOS	Percentil 95	3.5E-04	8.3E-04	9.5E-04
	Percentil 50	2.1E-04	6.8E-04	4.9E-04
	Percentil 5	2.1E-04	7.9E-04	6.7E-04
13 PISOS	Percentil 95	3.4E-04	6.3E-04	3.0E-04
	Percentil 50	2.2E-04	3.3E-04	3.2E-04
	Percentil 5	3.5E-05	4.8E-04	2.9E-04

ε<sub>pp</sub> = Error cuadrático medio entre espectro de capacidad observado y ajustado para los diferentes percentiles.

Del conjunto de los 5 parámetros independientes probabilistas ( $m$ ,  $S_{au}$ ,  $S_{du}$ ,  $\mu_{EC}$ ,  $\sigma_{EC}$ ) de cada uno de los arquetipos estudiados, se obtienen el coeficiente de variación ( $COV_{P_i}$ ) de cada parámetro y la matriz de correlación ( $\rho_{ij}$ ) entre los parámetros de cada arquetipo, mediante las siguientes ecuaciones:

$$COV_P = \frac{\sigma_{P_i}}{\mu_{P_i}} \quad i = 1, \dots, 5 \quad (6-7)$$

$$\rho_{ij} = \frac{\frac{\sum_{k=1}^N P_i * P_j}{N} - (\mu_{P_i} * \mu_{P_j})}{\sigma_{P_i} * \sigma_{P_j}}; \quad i = 1, \dots, 5, \quad j = 1, \dots, 5 \quad (6-8)$$

donde  $i$  y  $j$  van de 1 a 5 y se refieren a cada uno de los 5 parámetros ( $m$ ,  $S_{au}$ ,  $S_{du}$ ,  $\mu_{EC}$ ,  $\sigma_{EC}$ ) respectivamente;  $\mu_{P_i}$  o  $\mu_{P_j}$  y  $\sigma_{P_i}$  o  $\sigma_{P_j}$  respectivamente, son la media y la desviación estándar del conjunto de parámetros  $P_i$  o  $P_j$  ajustados y  $N$  es el número del conjunto de datos de cada parámetro, en este caso  $N = 200$ . En la Tabla 6-3 y en la Tabla 6-4 se muestran los resultados. En la Tabla 6-4, es importante observar, que la correlación de los parámetros es para cada arquetipo, y la correlación entre diferentes arquetipos es nula. Obsérvese cómo para los arquetipos aquí estudiados, el parámetro  $m$ , tienen variaciones entre el 1% y 3%; el parámetro  $S_{au}$  entre 4 % y 5 %; el parámetro  $S_{du}$  entre 11% y 18%; el parámetro  $\mu_{EC}$  entre 14% y 23 % y el parámetro  $\sigma_{EC}$  entre 3% y 6 %. En lo que respecta a la correlación para los 9 arquetipos se encuentra una correlación alta (0.7 - 0.95) entre el parámetro  $m$  y  $S_{au}$ , es decir entre mayor sea la pendiente inicial del espectro de capacidad se tendrá un mayor valor de  $S_{au}$ . También los 9 arquetipos, sobre todo los SMF, presentan una alta correlación entre el parámetro  $S_{du}$  y  $\mu_{EC}$  (0.6-0.97), lo que se atribuye a que, el parámetro  $\mu_{EC}$  tienen una relación con el desplazamiento de fluencia  $S_{dy}$  del espectro bilineal de capacidad y el  $S_{dy}$ , se relaciona con el  $S_{du}$ , por la ductilidad que tenga cada curva/espectro de capacidad. Los demás parámetros tienen correlaciones más bajas, inferiores a 0.4. Este análisis estadístico y de correlación entre los 5 parámetros presentados en la Tabla 6-3 y Tabla 6-4, se considera una aportación importante de esta tesis, ya que, como se comentó más arriba, estos resultados pueden ser utilizados para generar familias de espectros de capacidad, en este caso para las 9 tipología estudiadas.

Las líneas negras gruesas en el centro de la Tabla 6-4 separan cada matriz de correlación de las tipologías, indican que la correlación de los 5 parámetros entre los diferentes arquetipos de esta investigación no se ha estudiado; sin embargo se tienen la idea de que al ser edificios de acero, puede que exista alguna correlación entre los parámetros; por lo que en estudios futuros resultaría recomendable abordar el estudio de la correlación entre parámetros de diferentes edificios.

Tabla 6-3 Datos estadísticos de los 5 parámetros independientes de cada arquetipo.

		SMF					SCBF					BRBF				
		m (g/m)	S <sub>au</sub> (g)	S <sub>du</sub> (m)	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>	m (g/m)	S <sub>au</sub> (g)	S <sub>du</sub> (m)	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>	m (g/m)	S <sub>au</sub> (g)	S <sub>du</sub> (m)	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>
3 PISOS	μ <sub>Pi</sub>	9.92	1.34	0.28	0.37	0.22	54.40	1.78	0.25	0.08	1.88	39.01	1.92	0.26	0.15	0.80
	σ <sub>Pi</sub>	0.19	0.08	0.04	0.05	0.01	1.67	0.07	0.03	0.02	0.06	1.34	0.08	0.03	0.03	0.04
	COV <sub>Pi</sub>	0.02	0.06	0.13	0.14	0.03	0.03	0.04	0.12	0.22	0.03	0.03	0.04	0.12	0.20	0.05
7 PISOS	μ <sub>Pi</sub>	2.71	0.81	0.55	0.46	0.11	13.10	1.04	0.35	0.25	1.95	9.10	1.05	0.38	0.18	0.90
	σ <sub>Pi</sub>	0.04	0.03	0.06	0.06	0.01	0.31	0.04	0.04	0.06	0.08	0.26	0.04	0.07	0.03	0.04
	COV <sub>Pi</sub>	0.02	0.04	0.11	0.14	0.06	0.02	0.04	0.13	0.23	0.04	0.03	0.04	0.18	0.16	0.04
13 PISOS	μ <sub>Pi</sub>	1.02	0.51	0.90	0.47	0.12	3.67	0.69	0.53	1.55	1.94	3.01	0.76	0.52	0.42	0.78
	σ <sub>Pi</sub>	0.01	0.02	0.16	0.08	0.01	0.07	0.02	0.06	0.26	0.12	0.06	0.03	0.06	0.07	0.04
	COV <sub>Pi</sub>	0.01	0.04	0.18	0.17	0.05	0.02	0.04	0.12	0.17	0.06	0.02	0.04	0.12	0.18	0.05

Tabla 6-4 Correlaciones entre los 5 parámetros independientes de cada arquetipo.

		SMF					SCBF					BRBF				
		m	S <sub>au</sub>	S <sub>du</sub>	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>	m	S <sub>au</sub>	S <sub>du</sub>	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>	m	S <sub>au</sub>	S <sub>du</sub>	μ <sub>EC</sub>	σ <sub>EC</sub>
3 PISOS	m	1.00	0.95	0.01	0.05	0.09	1.00	0.69	0.17	0.16	0.30	1.00	0.82	0.11	0.26	0.24
	S <sub>au</sub>	0.95	1.00	0.00	0.01	0.11	0.69	1.00	0.20	0.30	0.24	0.82	1.00	0.05	0.24	0.16
	S <sub>du</sub>	0.01	0.00	1.00	0.90	0.38	0.17	0.20	1.00	0.76	0.46	0.11	0.05	1.00	0.81	0.03
	μ <sub>EC</sub>	0.05	0.01	0.90	1.00	0.28	0.16	0.30	0.76	1.00	0.32	0.26	0.24	0.81	1.00	0.25
	σ <sub>EC</sub>	0.09	0.11	0.38	0.28	1.00	0.30	0.24	0.46	0.32	1.00	0.24	0.16	0.03	0.25	1.00
7 PISOS	m	1.00	0.91	0.04	0.05	0.14	1.00	0.73	0.13	0.07	0.15	1.00	0.78	0.10	0.03	0.09
	S <sub>au</sub>	0.91	1.00	0.23	0.11	0.05	0.73	1.00	0.26	0.31	0.12	0.78	1.00	0.09	0.05	0.04
	S <sub>du</sub>	0.04	0.23	1.00	0.94	0.20	0.13	0.26	1.00	0.93	0.61	0.10	0.09	1.00	0.72	0.10
	μ <sub>EC</sub>	0.05	0.11	0.94	1.00	0.03	0.07	0.31	0.93	1.00	0.17	0.03	0.05	0.72	1.00	0.28
	σ <sub>EC</sub>	0.14	0.05	0.20	0.03	1.00	0.15	0.12	0.61	0.17	1.00	0.09	0.04	0.10	0.28	1.00
13 PISOS	m	1.00	0.71	0.35	0.36	0.07	1.00	0.70	0.29	0.06	0.20	1.00	0.80	0.18	0.17	0.34
	S <sub>au</sub>	0.71	1.00	0.28	0.23	0.00	0.70	1.00	0.02	0.08	0.03	0.80	1.00	0.03	0.14	0.13
	S <sub>du</sub>	0.35	0.28	1.00	0.97	0.33	0.29	0.02	1.00	0.65	0.26	0.18	0.03	1.00	0.60	0.47
	μ <sub>EC</sub>	0.36	0.23	0.97	1.00	0.24	0.06	0.08	0.65	1.00	0.22	0.17	0.14	0.60	1.00	0.32
	σ <sub>EC</sub>	0.07	0.00	0.33	0.24	1.00	0.20	0.03	0.26	0.22	1.00	0.34	0.13	0.47	0.31	1.00

### 6.3 Índices de daño basados en la curva de capacidad

En esta sección se presentan dos índices de daño simplificados que pueden obtenerse a partir de la curva o espectro de capacidad; el primero es el propuesto por Pujades et al. (2015), CDI (Capacity Damage Index) y el segundo es un nuevo índice propuesto en esta tesis, que se basa en dos funciones de energía que se obtienen de la curva de capacidad, EDI (Energy Damage Index). El desarrollo de ambos índices se muestra mediante su aplicación a los arquetipos SMF.



### 6.3.1 Índice de daño de capacidad

El índice de daño de Park y Ang, IPA, (Park et al. 1985; Park y Ang 1985) obtenido a partir de un análisis dinámico incremental, IDA, esta conformado por dos términos; el primero de ductilidad y el segundo de disipación de energía de histéresis, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\text{IPA}(\delta) = \underbrace{\frac{\delta}{\delta_u}}_{\text{Ductilidad}} + \underbrace{\frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int_0^{\delta} dE}_{\text{Disipación de energía}} \quad (6-9)$$

donde  $\delta/\delta_u$  es la ductilidad, definida como la relación entre la deformación máxima del elemento estructural  $\delta$  y la deformación última  $\delta_u$  bajo la acción sísmica.  $Q_y$  es la fuerza en el punto de fluencia. Si la fuerza  $Q_u$ , en el punto final  $\delta_u$ , es menor que  $Q_y$ , entonces  $Q_y$  se sustituye por  $Q_u$ .  $\int_0^{\delta} dE$  representa la energía disipada por los ciclos de histéresis en el elemento durante la acción sísmica y  $\beta$  es un parámetro que representa el efecto de las cargas cíclicas sobre el daño estructural y depende de cada tipo de elemento estructural. En la ecuación (6-9) el primer término es la contribución de la ductilidad al daño y el segundo término es la contribución de la disipación de energía. Programas como Ruaumoko 2D calculan el  $\text{IPA}(\delta)_i$  de cada elemento y obtienen el índice de daño total de la estructura como un promedio de los elementos dañados  $\text{IPA}_P(\delta)$ . Una forma alternativa de estimar el índice de daño global es ponderar los  $\text{IPA}(\delta)_i$  en los elementos por energía mediante la siguiente ecuación:

$$\text{IPA}_E(\delta) = \sum_{i=1}^N \lambda_i \text{IPA}(\delta)_i \quad (6-10)$$

donde  $\text{IPA}_E$  es el índice de daño Park y Ang de toda la estructura ponderado por energías;  $\text{IPA}(\delta)_i$  es el índice de daño del elemento estructural  $i$ ;  $N$  es el número de elementos dañados en la estructura y  $\lambda_i$  es la relación entre la energía disipada por histéresis en el elemento  $i$  y la energía disipada por histéresis en toda la estructura. Ejemplos del  $\text{IPA}_P(\delta)$  y  $\text{IPA}_E(\delta)$  fueron mostrados en el capítulo 5 para cada arquetipo de edificios. Es importante recordar del capítulo 5, que el factor  $\beta$  de la ecuación (6-9) es un parámetro muy importante en el cálculo del  $\text{IPA}(\delta)_i$ , y del valor que se le asigne dependerá el rango de valores que se obtendrán de  $\text{IPA}_P(\delta)$  y  $\text{IPA}_E(\delta)$  de la estructura. Para los arquetipos que se estudian en esta tesis se utiliza un  $\beta=0.15$ , que lleva a obtener en los análisis probabilistas un rango de valores de  $\text{IPA}_E(\delta)$  entre 0 y 1.2, y valores del  $\text{IPA}_P(\delta)$  entre 0 y 1. Con valores medianos de colapso para un valor del  $\text{IPA}_E(\delta)$  entre 0.7 y 0.8, y del  $\text{IPA}_P(\delta)$  entre 0.5 y 0.6.

Pujades et al. (2015) propusieron un nuevo índice de daño CDI ( $\delta$ ) que se obtiene directamente a partir de la curva de capacidad o del espectro de capacidad, mediante cálculos simples y sencillos y usaron el  $\text{IPA}(\delta)$  para calibrarlo. Concretamente, definen el nuevo índice mediante la siguiente ecuación:

$$ID_C(\delta) = \alpha K_N(\delta) + (1 - \alpha) E_N(\delta) \cong IPA(\delta) \quad (6-11)$$

CDI( $\delta$ ) se obtiene mediante la combinación de dos funciones: 1) de degradación de rigidez secante,  $K_N(\delta)$ , normalizada con respecto a la rigidez en el punto de capacidad última, y 2) de disipación de energía,  $E_N(\delta)$ , normalizada con respecto a la energía en el punto de capacidad última. Más abajo se describen estas funciones. De esta manera la primera parte de la ecuación (6-11) representa el término de ductilidad del IPA( $\delta$ ) y el segundo representa la disipación de energía por histéresis. El parámetro  $\alpha$  es un coeficiente que permite la calibración del índice con el IPA( $\delta$ ) y que, en principio, depende de la acción sísmica considerada. La función  $E_N(\delta)$  está definida por la integral cumulativa de la parte no lineal  $F_{NL}(\delta)$  de la curva/espectro de capacidad normalizada en ordenadas. La función de rigidez secante  $K_N(\delta)$  se define por la relación entre ordenadas y abscisas de la curva/espectro de capacidad  $F(\delta)$ . Estas funciones se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$E(\delta) = \int_0^\delta F_{NL}(\xi) d\xi; \quad 0 \leq \delta \leq \delta_u; \quad 0 \leq E(\delta) \leq E(\delta_u) \quad (6-12)$$

$$E_N(\delta) = \frac{E(\delta/\delta_u)}{E(\delta_u)}; \quad 0 \leq \delta \leq \delta_u; \quad 0 \leq E_N(\delta) \leq 1 \quad (6-13)$$

$$K(\delta) = \frac{F(\delta)}{\delta} \quad (6-14)$$

$$K_N(\delta) = \frac{[K(\delta)]_{\max} - K(\delta)}{[K(\delta)]_{\max} - [K(\delta)]_{\min}}; \quad 0 \leq \delta \leq \delta_u; \quad 0 \leq K_N(\delta) \leq 1 \quad (6-15)$$

Ambas funciones varían en ordenadas entre 0 y 1; sin embargo, al hacer la calibración con el IPA( $\delta$ ), las ordenadas pueden tomar los valores del IPA( $\delta$ ), variando la constante de normalización. Ejemplos de estas dos funciones se pueden ver en la Figura 6-6.

En esta tesis se consideran los arquetipos SMF para mostrar la aplicación del CDI( $\delta$ ) para edificios de acero. Se presentan primero los 3 casos deterministas de los arquetipos SMF 3, SMF 7 y SMF 13. Se calcula el CDI( $\delta$ ) a partir de sus respectivas curvas de capacidad. Para su calibración se usa IDA para obtener el índice de Park y Ang promedio de los elementos dañados  $IPA_P(\delta)$ ; donde las acciones sísmicas utilizadas fueron: i) para el SMF 3 un acelerograma compatible con la zona IIIa (ver Figura 6-5(a)) y ii) para el SMF 7 y SMF 13 un acelerograma compatible con la zona IIIb (ver Figura 6-5(b)). En esta tesis se optó por hacer la calibración con el  $IPA_P(\delta)$ , debido a que las funciones  $K_N(\delta)$  y  $E_N(\delta)$  son funciones en las que el daño tiene un crecimiento suave, similar al caso del  $IPA_P(\delta)$  y, en estos casos, se puede obtener una mejor concordancia entre ambos. En la Figura 6-6 se muestran las funciones  $K_N(\delta)$ ,  $E_N(\delta)$ , CDI( $\delta$ ) y su calibración con el  $IPA_P(\delta)$ , para los casos deterministas de los SMF. El parámetro  $\alpha$ ,

se obtuvo por medio de un ajuste por mínimos cuadrados de la ecuación (6-11); los valores de  $\alpha$  son 0.62, 0.82 y 0.68 para SMF 3, SMF 7 y SMF 13 respectivamente.

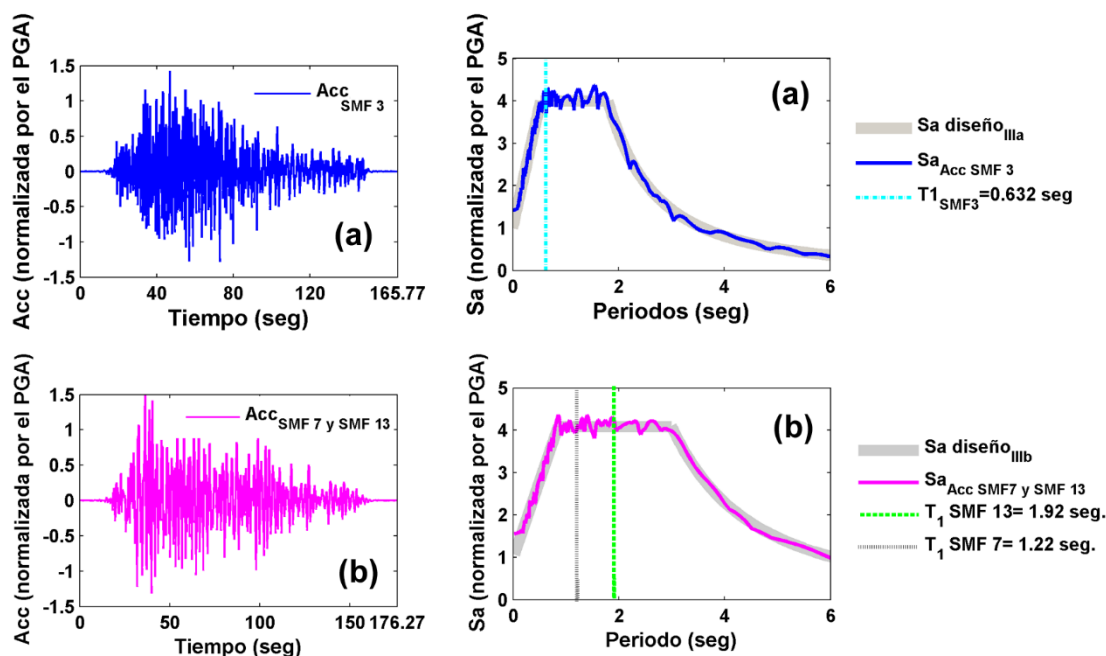


Figura 6-5 Acelerogramas usados en los IDA deterministas: (a) para el SMF 3 con respuesta espectral compatible con espectro de diseño (IIIa) y (b) para los SMF 7 y SMF 13 con respuesta espectral compatible con espectro de diseño (IIIb).

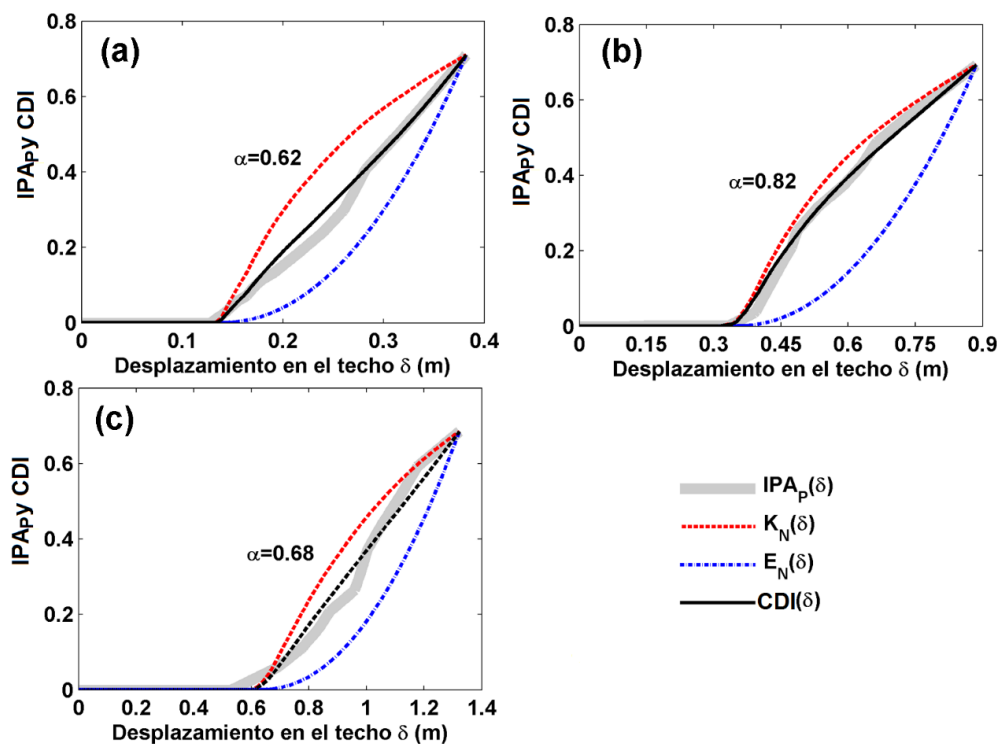


Figura 6-6  $K_N(\delta)$ ,  $E_N(\delta)$ ,  $CDI(\delta)$  y su calibración con el  $IPA_P(\delta)$  para el caso determinista de los arquetipos SMF (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

Por otra parte, el  $CDI(\delta)$  se ha obtenido también para todos los casos probabilistas (200 para cada arquetipo) de las curvas de capacidad y se han calibrado con su respectivo  $IPA_p(\delta)$ , obtenido en el capítulo 5, los resultados se muestran en la Figura 6-7. El rango de valores de  $\alpha$  obtenidos se muestran en la Tabla 6-5; donde los valores medios de  $\alpha$  son 0.7, 0.67 y 0.73 para SMF 3, SMF 7 y SMF 13 respectivamente; vale la pena comentar que estos valores son comparables a los valores hallados por Pujades et al. (2015) para edificios de hormigón armado. En conclusión, el índice de daño de Park y Ang  $IPA_p(\delta)$  del IDA está bien representado por el índice de daño  $CDI(\delta)$  obtenido directamente a partir de las curvas de capacidad. Como se ha explicado más arriba, el valor de  $\alpha$  está directamente relacionado con la contribución relativa al daño de la degradación de la rigidez secante, mientras que  $(1-\alpha)$  corresponde a la contribución relativa de la pérdida de energía. En los casos aquí estudiados, en promedio, las contribuciones al daño de la degradación de rigidez están en el intervalo 67-73%, mientras que los de la pérdida de energía están en el rango 27-33%. También es importante mencionar que este índice puede darse en función de la intensidad sísmica, por ejemplo, para el PGA, utilizando las relaciones  $PGA - \delta$  del punto de capacidad por demanda.

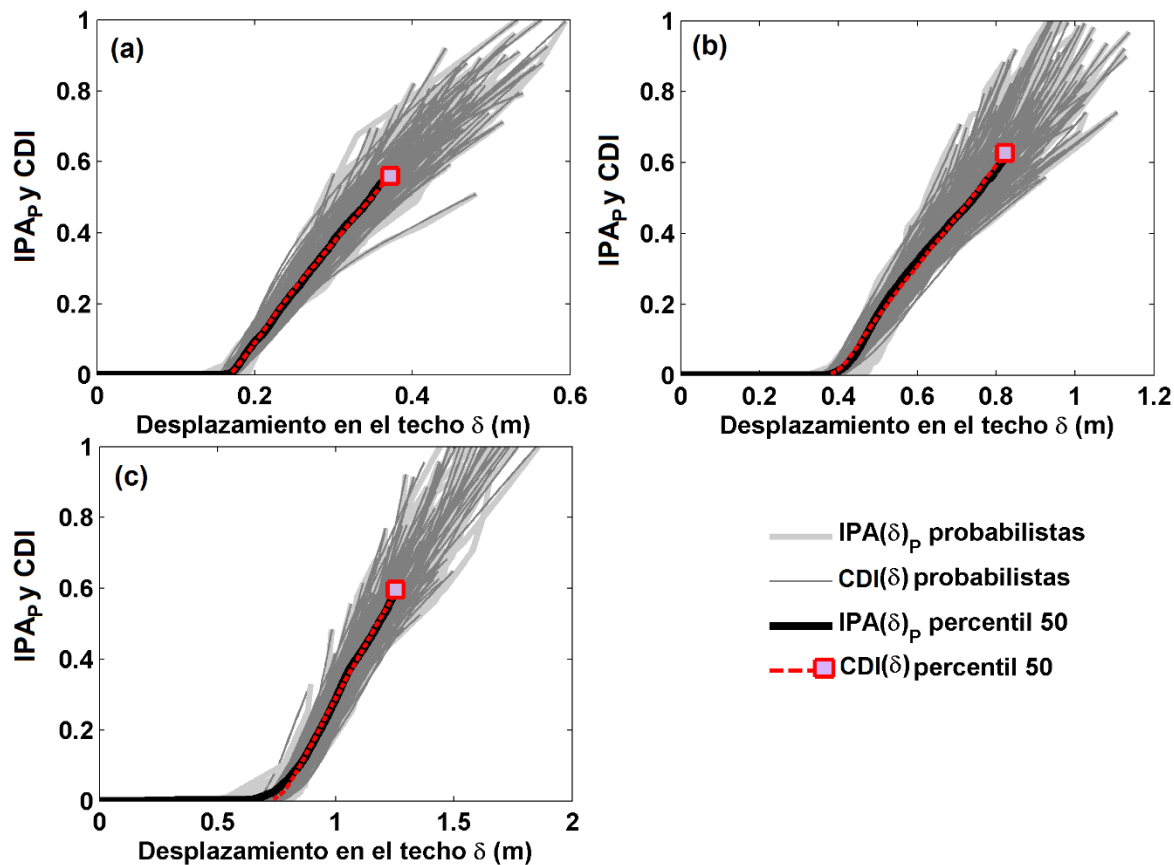


Figura 6-7  $CDI(\delta)$  e  $IPA_p(\delta)$  de los casos probabilistas y percentiles 50 de los arquetipos SMF (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

Tabla 6-5 Rango de valores del parámetro  $\alpha$  de los  $CDI(\delta)$  calibrados con el  $IPAP(\delta)$  de los SMF.

	$\alpha$		
	Percentil 5	Percentil 50 (mediano)	Percentil 95
SMF 3	0.52	<b>0.70</b>	0.85
SMF 7	0.46	<b>0.67</b>	0.81
SMF 13	0.54	<b>0.73</b>	0.90

### 6.3.2 Índice de daño de energía

En esta tesis, como una contribución relacionada con la evaluación del daño, se plantea un nuevo enfoque basado en dos funciones relacionadas con la energía y que se calculan a partir de la curva de capacidad. Estas dos funciones se usan para definir un nuevo índice de daño basado en energía  $EDI(\delta)$  y que se calibra también mediante el índice de Park y Ang, cuando éste se considera como un promedio ponderado por energías disipada en los elementos dañados  $IPAE(\delta)$ . El nuevo índice  $EDI(\delta)$  se basa en el desarrollo matemático hecho por Chopra (1995) y que se describe a continuación:

Chopra (1995) demostró que el amortiguamiento exhibido por una estructura dentro del rango inelástico, cuando ésta se somete a un movimiento sísmico, puede ser visto como una combinación del amortiguamiento viscoso inherente a la estructura y el amortiguamiento histerético. El amortiguamiento histerético está relacionado con el área dentro de la curva de bucles correspondiente al desplazamiento total por la fuerza sísmica aplicada. Así, el amortiguamiento histerético puede representarse como un amortiguamiento viscoso equivalente,  $\xi_{eq}$ , asociado con un desplazamiento máximo y puede estimarse a partir de la siguiente ecuación:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} \quad (6-16)$$

Donde  $E_{so}$  es la energía de deformación máxima asociada a un ciclo de movimiento sísmico, que equivale, al área del triángulo que se forma bajo la rigidez secante (relación entre ordenada y abscisa de la curva de capacidad) en el punto por demanda ( $D_{ci}$ ,  $F_{ci}$ ) de la curva de capacidad para la acción sísmica aplicada y se puede calcular como:

$$E_{so} = \frac{(D_{ci} * F_{ci})}{2} \quad (6-17)$$

$E_D$  es la energía disipada por la estructura en un solo ciclo de movimiento sísmico; es decir, en un solo bucle de histéresis. Una representación gráfica de  $E_D$  y  $E_{so}$  se ilustra en la Figura 6-8.  $E_D$  puede calcularse a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad, donde el punto de capacidad última de la curva bilineal de capacidad ( $D_{bi}$ ,  $F_{bi}$ ) será equivalente al punto de capacidad por demanda ( $D_{ci}$ ,  $F_{ci}$ ) para la acción sísmica aplicada. El área encerrada por un bucle de histéresis será equivalente al área del gran

paralelogramo mostrado en la Figura 6-8. Partiendo de los puntos que definen la representación bilineal,  $D_y$ ,  $F_y$  y  $D_{bi}$ ,  $F_{bi}$ ;  $E_D$  se calcula usando la siguiente ecuación propuesta por Chopra (1995):

$$E_D = 4(F_y * D_{bi} - D_y * F_{bi}) \quad (6-18)$$

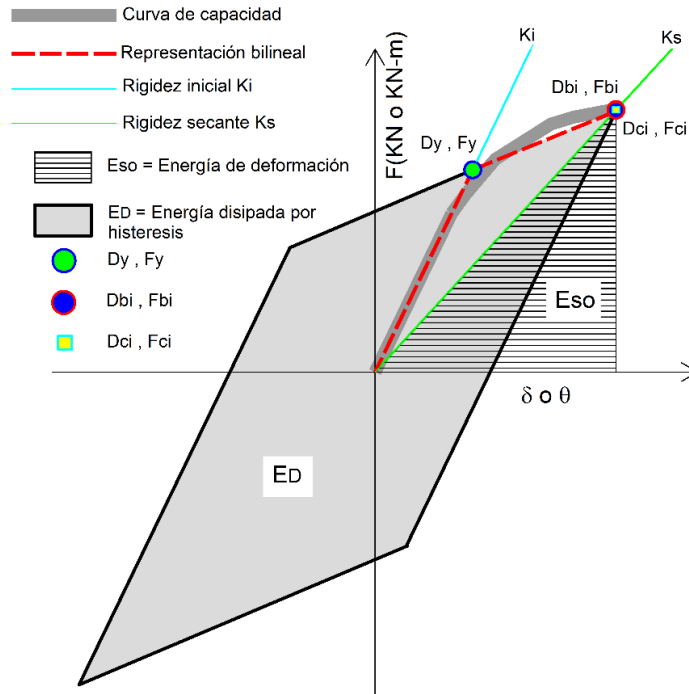


Figura 6-8 Curva de capacidad, curva bilineal (relación fuerza-deformación) y esquema para el cálculo de energía  $E_{so}$  de la ecuación (6-17) y de la energía  $E_D$  de la ecuación (6-18).

Obsérvese que  $E_{so}$  y  $E_D$  pueden calcularse a partir de la curva de capacidad en función del desplazamiento en el techo,  $\delta$ , del punto de capacidad por demanda, cuando se aplica la acción sísmica de forma incremental, de manera que cada incremento  $\Delta i$ , en el desplazamiento, representa la coordenada del punto por demanda,  $D_{ci}$  y  $F_{ci}$  para el cálculo de  $E_{so}$ , y  $(D_{bi}, F_{bi})$  para el cálculo de  $E_D$ . Así, se pueden definir dos funciones de energía: 1) energía de deformación,  $E_{so}(\delta)$  y 2) energía disipada por histéresis,  $E_D(\delta)$ . Debido a que  $E_{so}(\delta)$  y  $E_D(\delta)$  son funciones del desplazamiento por demanda, se garantiza que ambas dependen de la intensidad y características del terremoto. Como se mostrará más adelante, éstas dos funciones también pueden ser calculadas a partir del diagrama momento  $M$  - rotación  $\theta$  de un elemento estructural.  $E_{so}(\delta)$  está relacionada con la rigidez y la ductilidad y  $E_D(\delta)$  con la disipación de energía.

Basándose en estas funciones, se define el nuevo índice de daño,  $ID_E(\delta)$ . Sin embargo, previamente se deben adoptar los siguientes criterios: i) ambas funciones se normalizan para el valor relacionado con el desplazamiento último,  $\delta_u$ , de la curva de capacidad; ii) hasta el punto de fluencia, la curva de capacidad es lineal por lo que las áreas involucradas, serán nulas, debido a que, dentro del rango lineal de la

estructura, la ductilidad, energía disipada y el daño esperado debe ser cero. Así, las funciones de energía normalizada  $E_{so}(\delta)_N$  y  $E_D(\delta)_N$  se pueden calcular por medio de las siguientes ecuaciones:

$$E_{so}(\delta)_N = \frac{E_{so}(\delta)}{E_{so}(\delta_u)} \quad 0 < \delta \leq \delta_u; \quad 0 \leq E_{so}(\delta)_N \leq 1 \quad (6-19)$$

$$E_D(\delta)_N = \sum_{i=0}^N E_D(\delta)_i / \left[ \sum_{i=0}^N E_D(\delta)_i \right]_{\max} \quad 0 < \delta \leq \delta_u; \quad 0 \leq E_D(\delta)_N \leq 1 \quad (6-20)$$

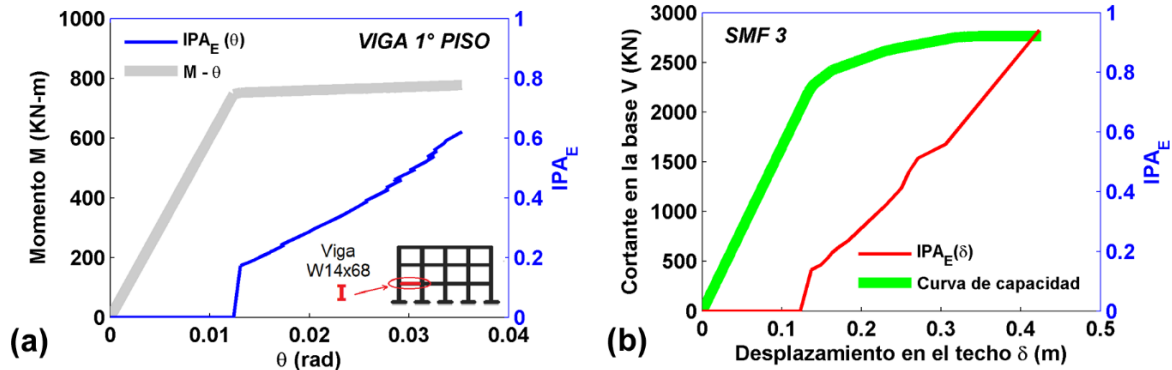
donde  $i$  representa cada incremento en el desplazamiento de la curva de capacidad,  $N$  representa el último incremento.  $EDI(\delta)$  se obtiene utilizando la ecuación (6-11) propuesta por Pujades et al. (2015), cambiando las funciones  $K_N(\delta)$  y  $E_N(\delta)$  por las dos nuevas funciones de energías y usando ahora el  $IPA_E(\delta)$  para calibrar el valor del parámetro  $\alpha$  que, para evitar confusiones, llamamos  $\eta$  en este caso, de forma que la ecuación (6-5) se describe de la siguiente manera:

$$ID_E(\delta) = \eta E_{so}(\delta)_N + (1 - \eta) E_D(\delta)_N \cong IPA_E(\delta) \quad (6-21)$$

$\eta$  determina la contribución relativa al daño de la función  $E_{so}(\delta)_N$  y  $(1 - \eta)$  la contribución relativa al daño de la función  $E_D(\delta)_N$ . A continuación, se presenta la implementación de este nuevo índice de daño.

### Implementación del EDI

Para mostrar la implementación del nuevo índice,  $EDI(\delta)$ , se presenta la aplicación a los arquetipos SMF. Se considera el SMF 3 determinista y la acción sísmica definida por el acelerograma y su respectivo espectro de respuesta compatible con el espectro de diseño de la zona IIIa mostrado en la Figura 6-5(a). Se presentan dos casos: i) el diagrama momento ( $M$ ) - rotación ( $\theta$ ) y  $IPA_E(\theta)$  de una viga de sección W14x68 del primer nivel del SMF 3 (indicada en rojo en la Figura 6-9(a)) obtenidos del IDA; ii) la curva de capacidad y el  $IPA_E(\delta)$  obtenido del IDA del arquetipo completo. Ambos casos se muestran en la Figura 6-9 (a) y (b) respectivamente y serán utilizados para mostrar el nuevo índice de daño.





Para el caso de la viga, el diagrama  $M - \theta$  representa el rendimiento que tendrá la viga en el análisis IDA y el  $IPA_E(\theta)$  es el índice de Park y Ang de la viga en función de la rotación ( $\theta$ ) calculado también del IDA. El máximo valor  $IPA_E(\theta)$ , corresponde con el valor calculado cuando la estructura presentó su colapso en el IDA, obsérvese en la Figura 6-9 (b) que, para el caso de la estructura completa, se obtiene un  $IPA_E(\delta)$  cercano a uno, cuando se presenta el colapso. Esto se debe a que, en el colapso de la estructura, existen otros elementos que presentan mayores daños que la viga que se está analizando y que tienen una mayor influencia en el cálculo del daño en el  $IPA_E(\delta)$ .

El diagrama  $M - \theta$  se utiliza para obtener las dos funciones de energía, que estarán en función de la rotación,  $E_{so}(\theta)_N$  y  $E_D(\theta)_N$ ; se calcula entonces el  $EDI(\theta)$  de la viga y se obtiene el parámetro  $\eta$  por medio de la calibración con el  $IPA_E(\theta)$ . Para el caso aquí discutido, se obtiene  $\eta = 0.78$ . Por lo cual la contribución al daño de la función de  $E_{so}(\theta)_N$  es 78%, mientras que la contribución de  $E_D(\theta)_N$  es 22%. La Figura 6-10 muestra el  $IPA_E(\theta)$  y  $EDI(\theta)$  de la viga. Se tiene un excelente acuerdo, de manera que el daño esperado en un elemento estructural sometido a acciones sísmicas puede ser reproducido con el  $IPA_E(\theta)$ .

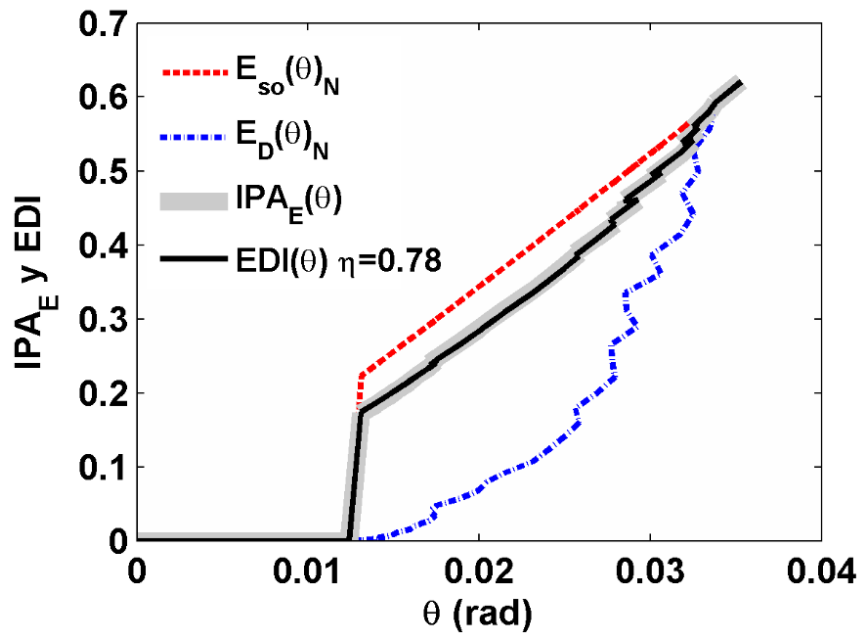


Figura 6-10  $IPA_E(\theta)$  y  $EDI(\theta)$  de la viga analizada del SMF 3. (ver también la Figura 6-9).

En el ejemplo anterior el diagrama  $M - \theta$  de la viga se obtuvo a partir del IDA, por lo que las rotaciones, para las cuales se calcularon las dos funciones de energía, fueron determinadas de forma directa a partir del IDA y están relacionadas con la acción sísmica aplicada. Ahora bien, si se quiere partir de la curva de capacidad para estimar el  $EDI(\delta)$ , es necesario determinar los desplazamientos que causaría la acción

sísmica aplicada; para esta tesis los llamaremos “función de desplazamientos” y corresponde a los desplazamientos del punto de capacidad por demanda que se puede obtener por el método de espectro de capacidad ECM, equilibrio de energía EBC u otro método, cuando se aplica la acción sísmica de forma incremental. Esto garantiza que, para cada acción sísmica, se tendrá una función de desplazamientos diferente, lo que resulta coherente, ya que características como, por ejemplo, el contenido frecuencial o la duración, de cada acción sísmica pueden variar y causar, en un mismo edificio, respuestas estructurales y daños diferentes para una misma intensidad de PGA.

Para el caso de la curva de capacidad determinista del SMF 3, se estima la función de desplazamiento mediante el método de balance de energía ECM que se ha desarrollado en el capítulo 4, y se usa el espectro de respuesta del acelerograma aplicado en el IDA (ver Figura 6-5(a)). En la Figura 6-11 se muestra la función de desplazamiento en función del PGA obtenida y su comparación con la función de desplazamiento obtenido con el IDA. Obsérvese cómo se tiene una buena similitud.

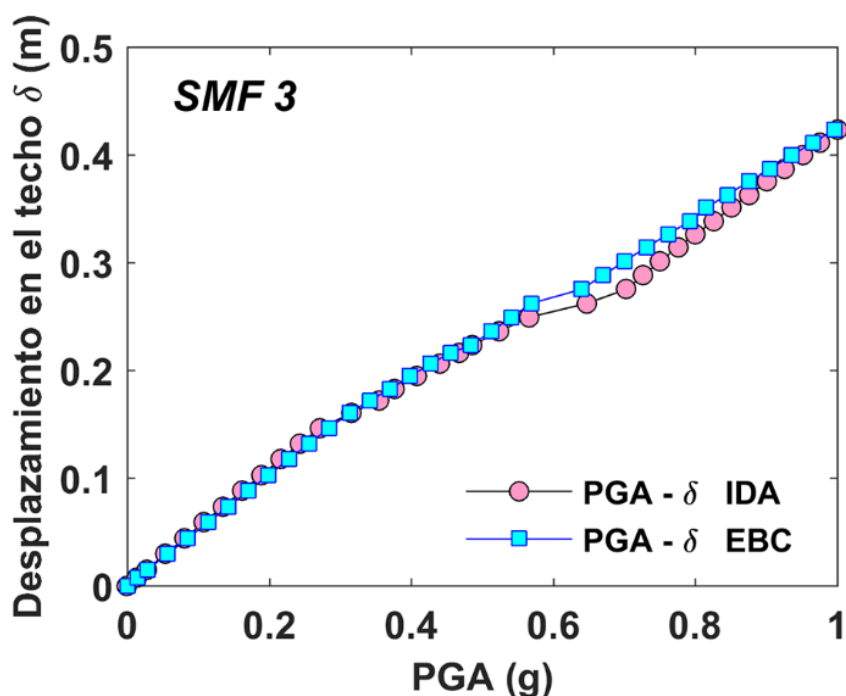


Figura 6-11 Relaciones PGA –  $\delta$  obtenidas a partir del IDA y del EBC para el edificio SMF 3 (caso determinista).

Se utiliza la función de desplazamiento del EBC en la curva de capacidad, para calcular las funciones de energía,  $E_{so}(\delta)_N$  y  $ED(\delta)_N$ , y el  $EDI(\delta)$  se calibra con el  $IPAE(\delta)$ . El resultado se muestra en la Figura 6-12(a) en función de  $\delta$  y, dado que la función de desplazamiento está relacionada con la intensidad de la acción sísmica, en la Figura 6-12(b), se muestra también en función del PGA. El valor del parámetro  $\eta$ , en este caso, es de  $\eta=0.70$ , es decir, la contribución al daño de la función de  $E_{so}(\delta)_N$  es

del 70%, mientras que la contribución de  $E_D(\delta)_N$  es del 30%. Recuérdese que las funciones  $E_{so}(\delta)_N$  y  $E_D(\delta)_N$ , así como el  $EDI(\delta)$  y el parámetro  $\eta$  pueden variar si se aplica una acción sísmica diferente. Obsérvese cómo la compatibilidad entre el  $EDI(\delta)$  y el  $IPA_E(\delta)$  es buena; en cuanto al  $EDI(PGA)$  con el  $IPA_E(PGA)$  existen algunas diferencias, las cuales se deben a los desacuerdos entre la función de desplazamiento del EBC y del IDA.

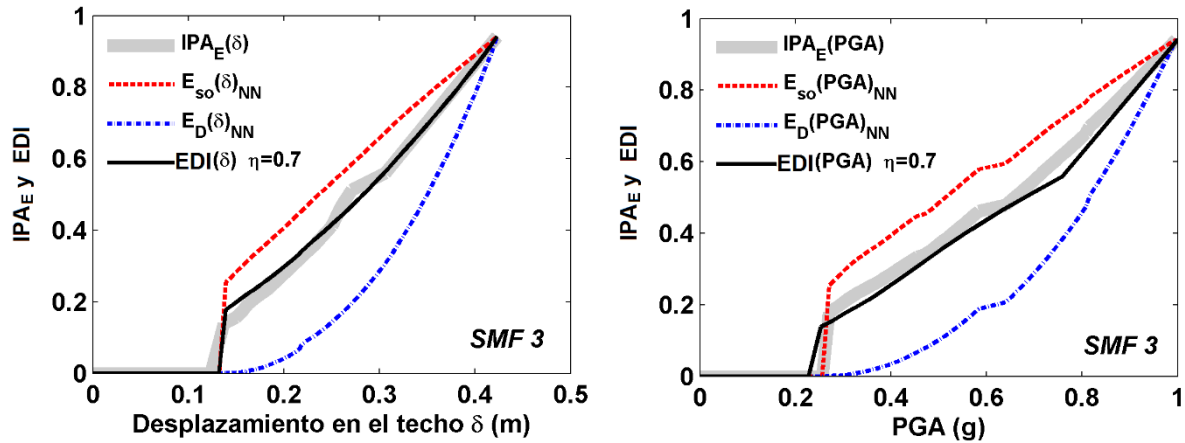


Figura 6-12  $IPA_E$ ,  $E_{so}$ ,  $E_D$  y  $EDI$  del SMF 3 (caso determinista); (a) en función  $\delta$  y (b) en función de PGA.

El mismo proceso ha sido aplicado a las curvas de capacidad probabilistas de los arquetipos SMF 3, SMF 7 y SMF 13. Donde su función de desplazamiento se obtuvo con el EBC para la acción sísmica utilizada en su respectivo IDA del capítulo 5. De esta manera, cada  $IPA_E(\delta)$  fue utilizado para hacer la calibración de cada caso probabilista. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 6-13, en función  $\delta$ , y en la Figura 6-14, en función del PGA. En la Tabla 6-6 se muestra el rango de valores de los parámetros  $\eta$  obtenidos. Los valores medios de  $\eta$  son 0.62, 0.55 y 0.51 para SMF 3, SMF 7 y SMF 13 respectivamente. En los casos aquí estudiados, en promedio, el  $EDI(\delta$  ó  $PGA)$  tienen una buena compatibilidad con el  $IPA_E(\delta$  ó  $PGA)$  para unas contribuciones al daño de la energía de deformación en el intervalo 51-62%, y de la energía disipada por ciclos de histéresis en el rango 38-49%.

Tabla 6-6 Valores del parámetro  $\eta$  de los  $EDI(\delta)$  calibrados con el  $IPA_E(\delta)$  de los SMF.

	$\eta$		
	Percentil 5	Percentil 50 (mediano)	Percentil 95
SMF 3	0.50	0.62	0.80
SMF 7	0.44	0.55	0.76
SMF 13	0.40	0.51	0.72

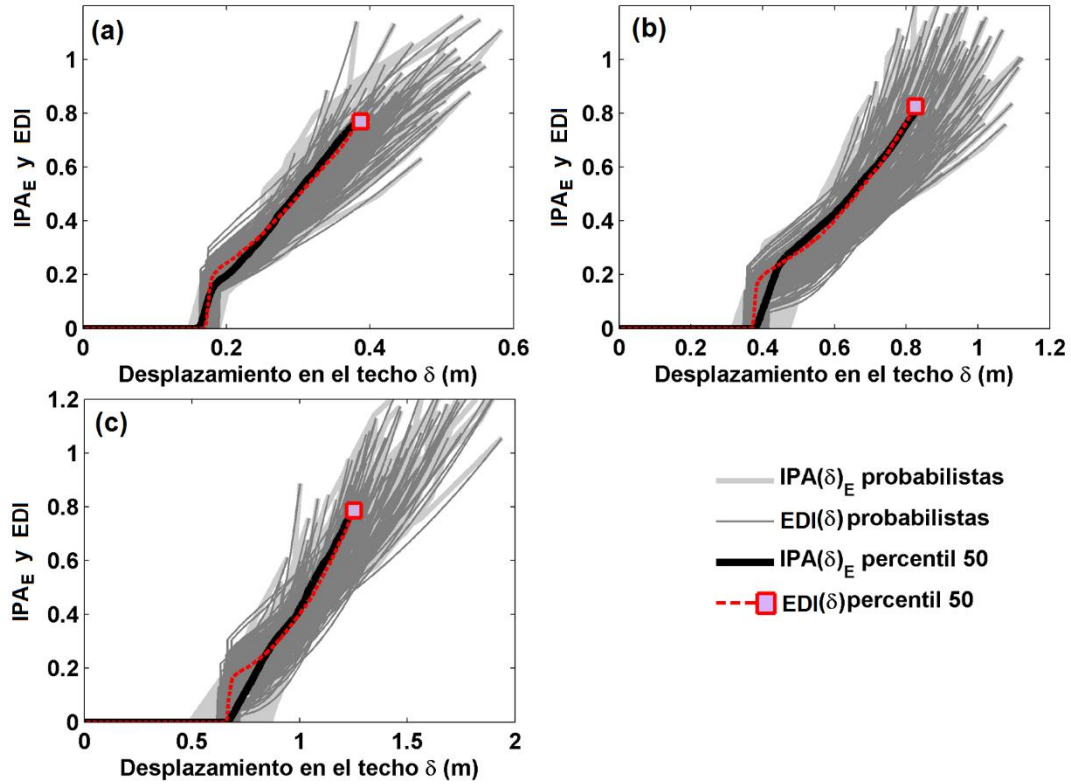


Figura 6-13  $IPA_E(\delta)$ ,  $E_{so}(\delta)_N$ ,  $E_D(\delta)_N$  y  $EDI(\delta)$  probabilistas y percentil 50 de los arquetipos SMF (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

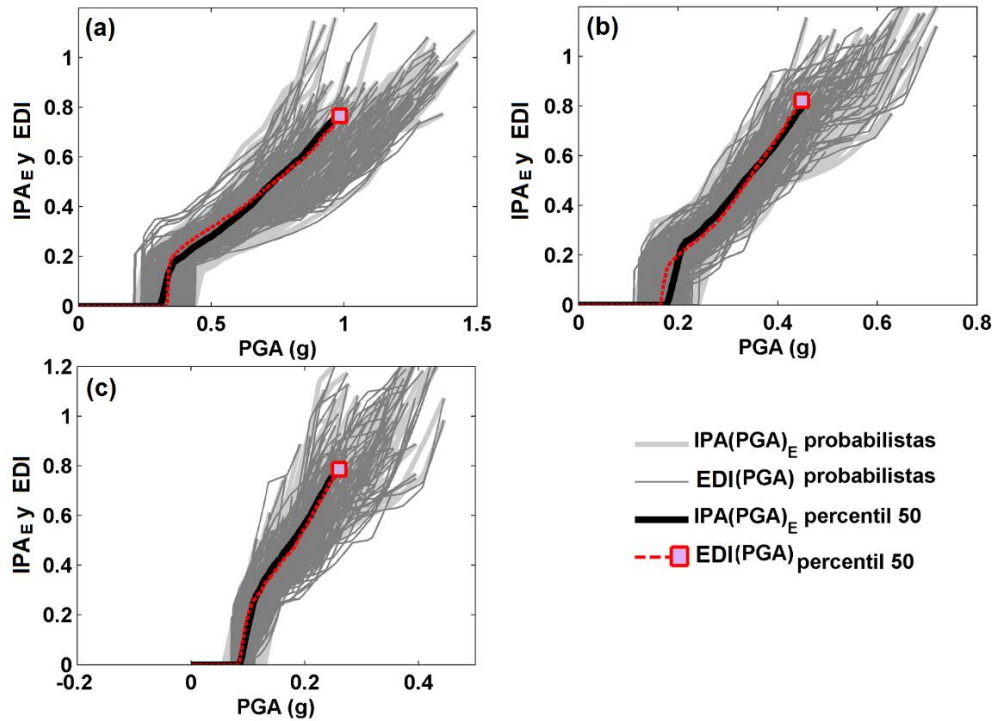


Figura 6-14  $IPA_E(PGA)$ ,  $E_{so}(PGA)_N$ ,  $E_D(PGA)_N$  y  $EDI(PGA)$  probabilistas y percentil 50 de los arquetipos SMF (a) de 3 pisos, (b) de 7 pisos y (c) de 13 pisos.

## 6.4 Riesgo sísmico probabilista

Se ha considerado interesante y útil implementar el modelo paramétrico y otros métodos y técnicas usadas en esta tesis en una herramienta que permita estimar el riesgo sísmico considerando el edificio y la amenaza sísmica de forma probabilista. En base en esta idea se presenta, en esta sección, una aplicación computacional que se ha desarrollado en Matlab GUIDE y a la que hemos llamado PSRv1.0 (Probabilistic Seismic Risk). Este programa conjunta el modelo paramétrico, el índice de daño de capacidad, CDI, el índice de daño de energías, EDI, la generación de curvas de fragilidad y la estimación de la frecuencia anual de excedencia (Mean Frecuencia Anual, MAF) para diferentes niveles de daño, considerando una peligrosidad sísmica definida de forma probabilista.

El software Risk-PSRv1.0 se ha desarrollado completamente en Matlab (2015), pero los usuarios no necesitan usar o tener conocimientos del Matlab y no necesitan tener instalado el programa Matlab en su sistema, ya que es una versión independiente, que se ejecuta de forma directa en Windows. El programa consta de 4 módulos de cálculo: 1) Capacidad, 2) Daño, 3) Fragilidad y 4) Riesgo. La Figura 6-15 muestra un esquema general del software. Cada módulo de cálculo se describe en detalle a continuación.

### 6.4.1 Módulo de capacidad

El módulo de capacidad, se basa en la curva de capacidad de una estructura a estudiar y utiliza el modelo paramétrico de capacidad de Pujades et al. (2015) para generar familias de espectros de capacidad probabilistas. Este módulo tiene 3 fases de cálculo: 1) curva de capacidad de un edificio, 2) modelo paramétrico y 3) casos probabilistas. A continuación, se analizan cada uno.

#### *Curva de capacidad*

El usuario proporciona una curva de capacidad de un edificio en formato de desplazamiento en el techo,  $\delta$ , en m y cortante en la base,  $V$ , en kN. La curva de capacidad se puede obtener en cualquiera de los programas de NLSA (Sap2000, Ruaumoko, u otros); es importante mencionar que el software PSRv1.0 tendrá resultados válidos siempre y cuando la curva de capacidad represente adecuadamente el rendimiento esperado en el edificio.

#### *Modelo paramétrico*

La curva de capacidad se convierte en espectro de capacidad, para lo cual el usuario debe proporcionar: i)  $W$  = peso muerto del edificio más cargas vivas probables en kN, ii)  $PF_1$  = factor de participación modal para el modo fundamental,  $T_1$  y iii)  $\alpha_1$  = coeficiente de masa modal para el modo fundamental,  $T_1$  (ATC-40 1996). Se obtiene el espectro de capacidad en formato desplazamiento y aceleración espectral ( $S_d$ - $S_a$ ) con las siguientes ecuaciones  $T_1$  (ATC-40 1996):

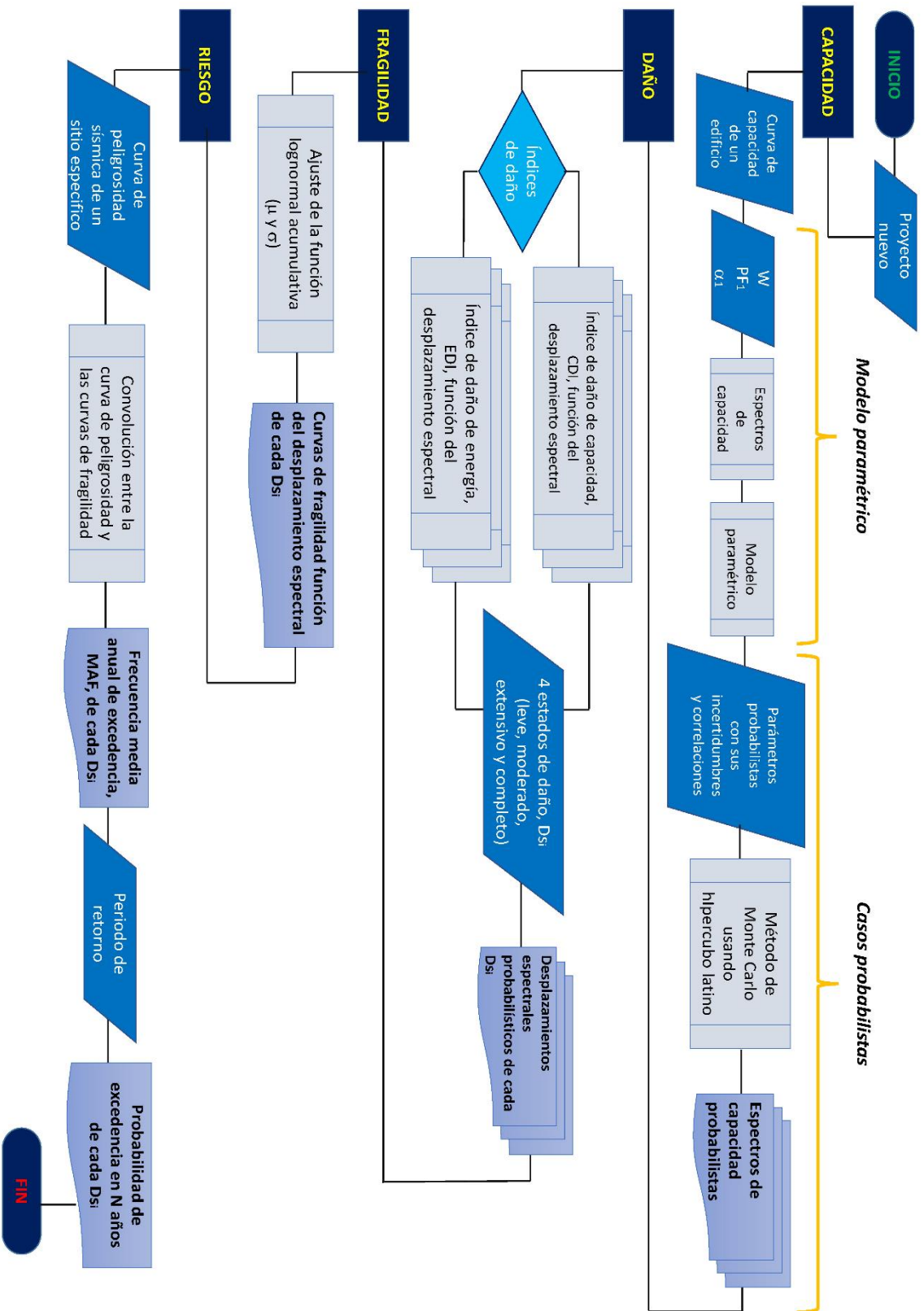


Figura 6-15 Metodología utilizada por el programa PSRV1.0.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (6-22)$$

$$S_d = \delta / PF_1 \phi_{techo,1} \quad (6-23)$$

donde  $\phi_{techo,1}$  es la amplitud del modo fundamental al nivel del techo; para el cálculo en el programa se considera como 1, con base en que, para obtener los parámetros  $PF_1$  y  $\alpha_1$  se debe normalizar la amplitud del modo fundamental. Para el espectro de capacidad, se obtienen sus respectivos 5 parámetros independientes ( $m$ ,  $S_{au}$ ,  $S_{du}$ ,  $\mu_{EC}$  y  $\sigma_{EC}$ ) del modelo paramétrico. En el programa el parámetro  $m$ , es convertido a su equivalente periodo fundamental,  $T_1$ , con la siguiente ecuación:

$$T_1 = \sqrt{\frac{4\pi^2}{m * g}} \quad (6-24)$$

donde  $g$  es la aceleración de gravedad ( $9.81\text{m/s}^2$ ). Por otra parte, el parámetro  $\mu_{EC}$  se des-normaliza multiplicando por el  $S_{du}$ ; de esta forma se puede relacionar con el desplazamiento de fluencia  $S_d$ , del espectro bilineal de capacidad, como se discutió en la sección 6.2 de este capítulo. Así, los 5 parámetros que obtiene el programa son: 1)  $T_1$  en segundos, 2)  $S_{au}$  en fracción de la gravedad, 3)  $S_{du}$  en metros, 4)  $\mu_{EC}$  en metros y 5)  $\sigma_{EC}$ . Además, muestra el error cuadrático medio,  $\epsilon$ , entre el espectro de capacidad objetivo y el ajustado, el cual se calcula utilizando la ecuación (6-6) de este capítulo. Estos 5 parámetros son utilizados en la siguiente fase.

### ***Caso probabilista***

En esta tercera fase, se realiza una variación aleatoria controlada de los 5 parámetros del modelo paramétrico, de forma que se genera una familia de espectros de capacidad, que representan un panorama probabilista del edificio estudiado. El usuario puede utilizar los 5 parámetros calculados o modificarlos, además, debe proporcionar el respectivo coeficiente de variación, COV de cada parámetro, la matriz de correlación entre los parámetros y el número,  $N$ , de muestras o casos probabilistas a generar.

La Tabla 6-3 y la Tabla 6-4 pueden servir de guía para definir el COV de cada parámetro y la matriz de correlación. Las muestras aleatorias de los 5 parámetros se generan mediante el método de Monte Carlo (Rubinstein 1981; Hurtado y Barbat 1998) y utilizando el muestreo de hipercubo latino (McKay et al. 1979; Iman y Conover 1982). En este método se supone que los 5 parámetros tienen una distribución de probabilidades normal y que deben cumplir con la correlación indicada. Finalmente, las  $N$  muestras aleatorias de los 5 parámetros, sirven para generar los espectros de capacidad probabilistas. Estos espectros de capacidad se utilizarán para estimar el daño esperado en el edificio en el siguiente módulo.



### 6.4.2 Módulo de daño

En el módulo de daño, para cada una de los  $N$  espectros de capacidad probabilistas, se obtienen los índices de daño simplificados presentados en esta tesis: el CDI (Pujades et al. 2015) y el EDI; ambos se obtienen como función de los desplazamientos espectrales para incrementos de  $\Delta i$  pequeños en cada espectro de capacidad. Por otra parte, el usuario debe definir, para cada índice de daño, los valores correspondientes a los umbrales de los 4 estados de daño,  $D_{Si}$ ,  $D_{S1}$  = leve,  $D_{S2}$  = moderado,  $D_{S3}$  = extensivo y  $D_{S4}$  = completo. Con base en Pujades et al. (2015) los valores 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 pueden ser usados como los umbrales de daño leve, moderado, extensivo y completo, respectivamente; estos valores corresponden con observaciones del índice de daños de Park y Ang (Park et al. 1985; Park et al. 1987) realizadas por Cosenza y Manfredi (2000). Estos 4 umbrales de daño se usan para que, mediante el cruce en cada CDI y EDI probabilista se obtenga su respectivo desplazamiento espectral,  $S_d$ . De esta forma, tanto para el CDI y el EDI, se genera un conjunto de desplazamientos espectrales para cada estado de daño ( $S_{d_{D_{Si}}}$ ). Cada conjunto de  $S_{d_{D_{Si}}}$  representa la distribución probabilista que tendrán los desplazamientos espectrales para el correspondiente umbral de daño en el CDI y en el EDI. Los  $S_{d_{D_{Si}}}$  probabilistas de cada índice se usan en el siguiente módulo.

### 6.4.3 Módulo de fragilidad

En este módulo se usa el conjunto de  $S_{d_{D_{Si}}}$  probabilistas del CDI y  $S_{d_{D_{Si}}}$  probabilistas del EDI para generar curvas de fragilidad, FC, correspondientes a cada nivel de daño (leve, moderado, extensivo y completo). Cada conjunto de  $S_{d_{D_{Si}}}$  probabilistas se ordena de menor a mayor y se selecciona, por mínimos cuadrados, la función lognormal acumulativa que tenga el mejor ajuste. De esta forma, cada función lognormal acumulativa corresponde a una curva de fragilidad, FC, de cada nivel de daño, y está completamente definida por un valor de  $\mu$  y  $\sigma$ . Las curvas de fragilidad que se obtienen serán función del desplazamiento espectral. Para cada índice del daño (CDI y EDI) se tienen 4 curvas de fragilidad (leve, moderado, extensivo y completo). Las FC de cada estado de daño serán de utilidad en el módulo final para estimar el riesgo sísmico esperado para cada nivel de daño.

### 6.4.4 Módulo de riesgo

En este módulo final, se realiza la evaluación sísmica probabilista de los edificios, mediante la estimación la probabilidad de que se exceda un cierto desplazamiento o daño en función de la amenaza de la curva de peligrosidad sísmica de un sitio de estudio. Para el programa, los niveles de desplazamientos o daño son los definidos por cada curva de fragilidad, FC, y el usuario debe introducir la curva de peligrosidad de un sitio. Esta curva proporciona la frecuencia anual de excedencia en función de la aceleración espectral,  $S_{aT_1}$  (en unidades de  $g$ ), siendo  $T_1$  el modo fundamental de la estructura. En el Anexo A se

muestra un caso de aplicación completo donde puede observarse esta curva (Figura A-2b). Las  $Sa_{T1}$  son convertidas a desplazamiento espectral,  $S_d$ , en metros, mediante la aproximación de pseudoespectro de respuesta con la siguiente ecuación:

$$S_{d_{T1}} = (9.81 \text{ m/s}^2) * \left(\frac{T_1}{2\pi}\right)^2 * S_{a_{T1}} \quad (6-25)$$

de esta forma se tiene una compatibilidad entre las curvas de fragilidad, FC, y la curva de peligrosidad. Mediante la convolución de ambas curvas se obtiene la frecuencia anual de excedencia (Mean Frecuencia Anual, MAF) de cada estado de daño. Este proceso de convolución se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$MAF = \sum_{i=1}^{\infty} P(FC_i|S_{d_i}) \left| \frac{d\lambda_{SD}(S_{d_i})}{d(S_d)} \right| \Delta s_d \quad (6-26)$$

donde  $P(FC_i|S_{d_i})$  es la curva de fragilidad de cada estado de daño en función de  $S_d$ ;  $d\lambda_{SD}(S_{d_i})/d(S_{d_i})$  es la pendiente de la curva de peligrosidad sísmica para el sitio en función de  $S_d$  y  $\Delta s_d$  es el incremento de  $S_d$ . Esta ecuación se ha utilizado en la sección 4.7 del capítulo 4 y 5.6 del capítulo 5 de evaluación de prevención del colapso (Chandramohan et al. 2016; Miranda et al. 2017), la diferencia es que en el programa PSRv1.0 se aplica en función del desplazamiento espectral.

Como resultado final el programa, con base en las MAF de cada curva de fragilidad, calcula la probabilidad de excedencia  $P(Ds_i|T)$  de que se presente cada estado de daño para cierto periodo de retorno  $T$  en años. Para esto se utiliza la siguiente fórmula (McGuire 2004):

$$MAF = 1 - (1 - P(Ds_i|T))^{1/T} \quad (6-27)$$

$$P(Ds_i|T) = 1 - \sqrt[T]{MAF + 1} \quad (6-28)$$

Se considera que este programa es una contribución importante de esta tesis, ya que conjunta varias de las metodologías aplicadas en esta tesis para la estimación del riesgo sísmico, incorporando la amenaza y la capacidad del edificio desde un enfoque probabilista. Este programa será de utilidad para hacer evaluaciones rápidas de un edificio e introducir estas nuevas metodologías en el ámbito de la ingeniería sísmica. Además, se espera realizar versiones posteriores del programa, con nuevos módulos y prestaciones, por ejemplo, incorporar funciones relacionadas con la estimación de costos y pérdidas humanas, entre otras. En el anexo A de esta tesis se muestra el programa PSRv1.0 y su aplicación.

## 6.5 Resumen y conclusiones

En este capítulo se han presentado tres métodos novedosos o innovadores para la evaluación sísmica; el primero es el modelo paramétrico que logra caracterizar la curva/espectro de capacidad completamente

con 5 parámetros independientes. Los otros dos, son índices de daño compatibles con el índice de daño de Park y Ang, IPA, obtenido a partir de IDA; estos dos índices tienen la ventaja de que se obtienen, de forma directa y sencilla, a partir de la curva/ espectro de capacidad. El primer índice, CDI se compone de la combinación dos funciones: la rigidez secante  $K_N$  y la energía disipada  $E_N$ ; y representa bien el índice de daño  $IPAP$ , es decir, cuando el IPA se considera como un promedio de las contribuciones al daño de los distintos elementos dañados; el segundo, EDI se compone también de dos funciones: la de la energía de deformación  $E_{so}$  y la de la energía disipada por ciclos de histéresis  $E_D$ ; y representa bien el índice de daño  $IPAE$ , es decir, cuando el IPA se considera como un promedio ponderado por la energía disipada de los elementos dañados. Estos 3 métodos son incorporados en el programa PSRv1.0 (Probabilistic Seismic Risk) desarrollado en esta tesis para la estimación del riesgo sísmico probabilista, entendido como la frecuencia anual de excedencia de cada estado de daño.

Los tres métodos se han aplicado, con éxito, a los edificios de acero aquí estudiados, obteniéndose las conclusiones siguientes: i) Se confirma la versatilidad y robustez del modelo paramétrico que ya fue aplicado, con éxito, a estructuras de hormigón armado (Pujades et al. 2015); mampostería (Hidalgo-Leiva 2017) y, en la presente investigación, a tipologías de acero (Diaz et al. 2017b). De esta manera el modelo paramétrico puede ser implementado en estudios futuros como una herramienta para obtener familias de curvas o espectros de capacidad generadas con base en los 5 parámetros de una sola curva/espectro de capacidad y de una variabilidad predefinida para cada parámetro; con lo que se da una opción efectiva y rápida para obtener un panorama probabilista de la tipología estructural analizada. En esta labor, los valores medios, los coeficientes de variación, COV y la matriz de correlación, obtenidos a partir de los 5 parámetros de cada arquetipo, resultan de gran utilidad. ii) El índice de daño, CDI, de los arquetipos SMF para las acciones sísmicas estudiadas ha mostrado una buena concordancia con el  $IPAP$  para una contribución a los daños de la degradación de la rigidez secante y a la pérdida de energía en promedio, del 70% y 30% respectivamente; siendo la contribución al daño por la pérdida de energía aproximadamente 10% mayor que la obtenida por Pujades et al. (2015) y Hidalgo-Leiva (2017) para edificios de hormigón armado y mampostería respectivamente; este incremento se atribuye a una mayor duración de los acelerogramas en la Ciudad de México, debido a la influencia de los efectos combinados de grandes distancias epicentrales y suelos blandos de esta ciudad; es decir, largas duraciones en los sismos implican un mayor número de ciclos histéricos para los mismos desplazamientos espectrales, aumentando así la contribución al daño por disipación de energía. iii) El índice de daño EDI de SMF para las acciones sísmicas estudiadas ha mostrado también una buena compatibilidad con el  $IPAE$  para una contribución, en promedio, a los daños debido a la energía de deformación en 56% y de la disipación de energía por ciclos de histéresis en 44%. iv) Ambos índices, CDI e EDI pueden ponerse en función de

la intensidad sísmica PGA, mediante la relación con el desplazamiento del punto de capacidad por demanda,  $\delta_{PP}$ , o la llamada, en este capítulo, función de desplazamiento. Entre mejor similitud tengan los  $\delta_{PP}$  o funciones de desplazamiento con los desplazamientos obtenidos mediante un análisis IDA, la compatibilidad del  $IPA_P$  con el CDI y del  $IPA_E$  con el EDI, en función del PGA, será mejor. v) Para entender el modo de degradación de las estructuras con base en los índices CDI e EDI, se utilizan los parámetros  $\alpha$  y  $\eta$  respectivamente, de forma que valores altos indican un comportamiento menos dúctil y un daño dominado principalmente por la degradación de rigidez; mientras que valores bajos indican un comportamiento más dúctil y el daño tendrá una contribución importante de la disipación de energía. vi) el programa PSRv1.0 se considera una aportación novedosa y relevante de esta tesis, ya que implementa los métodos desarrollados o propuestos en este capítulo, facilitando la estimación del riesgo sísmico, entendido como las frecuencias anuales de excedencia de cada estado de daño, desde un enfoque probabilista, partiendo de un solo edificio y de una curva probabilista de amenaza sísmica. Así, PSRv1.0, representa una herramienta de cálculo útil y sencilla que permite reducir significativamente los tiempos de computación involucrados en los análisis probabilistas clásicos.

Finalmente se han contrastado y validado, con éxito, el modelo paramétrico y los dos índices de daño para edificios de acero, constituyendo así, herramientas prometedoras que pueden ser útiles en evaluaciones rápidas del daño esperado y, en particular, en aproximaciones probabilistas, como ha quedado mostrado con el programa PSRv1.0.

## 7. DIRECCIONALIDAD

### 7.1 Introducción

En el estudio de los efectos sísmicos en las edificaciones debe ser considerado el efecto de la direccionalidad, lo que significa, entre otros aspectos, que, la media geométrica (*Geometric Mean, GM*) de las dos componentes horizontales, que es usada de forma generalizada en las leyes de atenuación como una medida de la intensidad de un sismo, puede diferir para el mismo movimiento de tierra dependiendo de la orientación del registro (Boore et al. 2006; Boore 2010). En estudios recientes, como el de Vargas (2013), este efecto ha sido abordado desde dos enfoques: 1) la amenaza sísmica y 2) el rendimiento y el daño sísmicos esperados en los edificios. El primer enfoque se refiere a la influencia que tiene la orientación del sensor del registro en las leyes predictivas del movimiento del suelo (leyes de atenuación con la distancia, por ejemplo). En los últimos años, este efecto se ha incorporado en la actualización de leyes de atenuación y mapas de peligrosidad sísmica (Campbell y Bozorgnia 2007; Bozorgnia et al. 2014). El segundo enfoque estudia la variación del rendimiento sísmico del edificio dependiendo de la orientación que éste tenga con respecto al registro sísmico aplicado. Este efecto se puede estudiar mediante los siguientes pasos: i) se emplean modelos 3D de los edificios; ii) se utiliza el análisis dinámico no lineal (NLDA); iii) se aplican las componentes horizontales ( $acc_{N-S}$  y  $acc_{E-W}$ ) de un sismo en las direcciones principales del edificio; iv) el paso anterior se repite rotando las componentes horizontales, grado a grado, de  $0^\circ$  a  $180^\circ$  si la estructura es regular y de  $0^\circ$  a  $360^\circ$  si es irregular, es decir se realizan 180 NLDA o 360 NLDA respectivamente. Las componentes horizontales rotadas ( $acc_x(\theta)$  y  $acc_y(\theta)$ ) en función de las componentes sin rotar ( $acc_{N-S}$  y  $acc_{E-W}$ ) por ejemplo en programas como Ruaumoko 3D (Carr 2002) se realiza por medio de la siguiente ecuación:

$$\begin{bmatrix} acc_x(\theta) \\ acc_y(\theta) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & \sin(\theta) \\ -\sin(\theta) & \cos(\theta) \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} acc_{N-S} \\ acc_{E-W} \end{bmatrix} \quad \theta = 1^\circ \dots N^\circ \quad (7-1)$$

Como resultado de este análisis de direccionalidad se obtienen relaciones entre una variable de salida, como el desplazamiento en el techo,  $\delta$ , el cortante en la base o el daño con el ángulo de rotación  $\theta$ . Este efecto ha mostrado tener una relevancia importante porque se pueden obtener mayores desplazamientos, cortantes o daños que los que se obtendrían al considerar sólo las componentes originales sin rotar, N-S y E-W en su caso, en un análisis 3D (Vargas 2013); sin embargo, el elevado costo computacional que conllevan los múltiples análisis dinámicos hacen que la implementación del análisis de los efectos de la orientación del edificio, no sea trivial.

Este capítulo aborda los dos enfoques del efecto de la direccionalidad y ha sido organizado de la siguiente manera. La sección 7.2 se dedica al estudio de los efectos de la direccionalidad en la acción sísmica,

considerando los registros de la base de datos de acelerogramas analizada en el capítulo 2; con este estudio se determinan medidas de intensidad independientes de la orientación del sensor, que se comparan con los espectros de diseño NTC-DF (2004), la composición vectorial (*Vectorial Composition, VC*) y la GM sin rotar de las componentes horizontales originales de cada registro. En la sección 7.3 se aborda el efecto de la direccionalidad en el rendimiento esperado de los edificios desde dos enfoques: 1) se propone una técnica simplificada basada, por una parte, en el análisis estático no lineal, NLSA y por otra, en el balance energético, EBC (Mezzi et al. 2006; Leelataviwat et al. 2009) entre la curva de capacidad y el espectro de respuesta para hallar el punto de capacidad por demanda (performance point) y 2) utilizando el análisis dinámico no lineal. Para ambos enfoques se muestra, como caso de estudio, un edificio de acero de 4 pisos con un sistema estructural de pórticos especiales resistentes a momentos, SMF, modelizado en 3D. Finalmente, en la sección 7.4 se resumen y discuten los principales logros de este capítulo en relación con los objetivos de la tesis.

## 7.2 El efecto de direccionalidad

En el capítulo 2 se han analizado las principales características y la estadística de la extensa base de datos de acelerogramas con que se ha podido contar para la Ciudad de México. Aquí se analizan los efectos de direccionalidad, entendidos como la influencia que tiene la orientación de los sensores en los parámetros máximos del movimiento del suelo, sea en los PGA, sea en la respuesta espectral, con importantes implicaciones en las leyes predictivas del movimiento del suelo. El análisis del efecto de direccionalidad es relativamente nuevo y, en años recientes, ha sido incorporado en el programa *Next Generation Attenuation Relationships* (NGA) por el grupo de investigación del *Pacific Earthquake Engineering Research Centre* (PEER) (Power et al. 2008; Bozorgnia et al. 2014). En este capítulo, el estudio de direccionalidad se lleva a cabo mediante los siguientes pasos: 1) análisis de su importancia; 2) ilustración del método de análisis; para este segundo paso se usan las dos componentes horizontales de aceleración registradas en la estación de la Secretaría Comunicaciones y Transporte (SCT) de la Ciudad de México y correspondientes al terremoto ocurrido el 19/09/1985 (MEX85N-S SCT y MEX85E-W SCT); 3) aplicación del método a los registros de la base de datos; 4) análisis comparativo de los resultados en relación a los espectros de diseño previstos para la Ciudad de México (NTC-DF 2004).

### 7.2.1 Importancia

El nivel de intensidad de un movimiento sísmico puede representarse mediante la intensidad macro-sísmica (McGuire 2004) pero, en ingeniería, se prefiere usar valores máximos de aceleración, velocidad o desplazamiento del terreno o espectros de respuesta. Así, en la actualidad, una caracterización adecuada del movimiento fuerte del suelo requiere registros de aceleración. La aceleración suele ser registrada en sensores de tres componentes ortogonales que, normalmente y en campo libre, se corresponden con las

tres orientaciones geográficas (Norte-Sur, Este-Oeste, y Vertical) y, en edificaciones o en obras civiles, como por ejemplo puentes, pueden orientarse en direcciones preferentes como, por ejemplo, la longitudinal y la transversal. Estos registros corresponden a las ondas sísmicas que se propagan por el medio, desde el epicentro hasta el lugar de registro. De esta manera, además del mecanismo de la fuente, el camino recorrido es importante para determinar la peligrosidad sísmica de un sitio. En estudios de peligrosidad sísmica, la variación de las características de las ondas sísmicas con el camino recorrido se cuantifican mediante leyes de atenuación (McGuire 2004). Para el desarrollo de las leyes de atenuación suelen usarse valores máximos, como la aceleración pico (PGA) o valores espectrales ( $S_a$ ). Estos valores, suelen definirse combinando, de diferentes maneras, los valores máximos de las componentes horizontales ( $a_1(t)$  y  $a_2(t)$ ). La Tabla 7-1 muestra algunas formas típicas de combinar estos valores (Douglas 2003). La media geométrica (GM) es una de las formas más usadas (Douglas 2003); la razón del uso de la GM es que reduce la dispersión en las leyes predictivas del movimiento del suelo (Beyer y Bommer 2006). No obstante, la GM depende de la orientación de los sensores. Esta dependencia se conoce como “*efecto de direccionalidad*” y es más pronunciada para movimientos fuertemente correlacionados (Boore et al. 2006).

Tabla 7-1 Formas usuales de combinar las componentes ortogonales horizontales de un registro sísmico de aceleración (Douglas, 2003).

Media aritmética	$a_m = \frac{1}{2} [\max( a_1(t) ) + \max( a_2(t) )]$
Media geométrica	$a_m = \sqrt{\max( a_1(t) ) * \max( a_2(t) )}$
Las dos componentes	$a_{B1} = \max( a_1(t) ) \quad a_{B2} = \max( a_2(t) )$
La componente mayor	$a_m = \text{MAX}[\max( a_1(t) ), \max( a_2(t) )]$
Componente aleatoria	$a_m = \text{RND}[\max( a_1(t) ), \max( a_2(t) )]$
Componente resultante	$a_R = \text{MAX}[(\max( a_1(t) ) \cos(\theta) + \max( a_2(t) ) \sin(\theta))]_{\theta}$
Componente vectorial	$a_V = \sqrt{\max( a_1(t) )^2 + \max( a_2(t) )^2}$

El efecto de direccionalidad puede observarse en la Figura 7-1. En esta figura, se muestran los acelerogramas N – S y E – W correspondientes al registro citado más arriba (MEX85 SCT). Se observa cómo el máximo PGA no se da para ninguna de las dos componentes individuales, sino que, como se observa en el movimiento de partícula, esta se obtiene al combinar ambas componentes y, además, ésta se da para un ángulo específico. Para abordar esta cuestión, se han propuesto nuevas medidas para soslayar esta dependencia de la orientación de los sensores; concretamente, Boore et al. (2006) analizan



los espectros de respuesta y proponen las denominadas GMRotDpp y GMRotIpp. Así, GMRotDpp define el percentil (pp) del conjunto de medias geométricas (GM) que se obtienen a partir de las componentes horizontales de aceleración del registro, rotado (Rot) para todos los ángulos no redundantes. Es decir, GMRotD00, GMRotD50, GMRotD100 corresponden respectivamente a los valores mínimo, mediano y máximo.

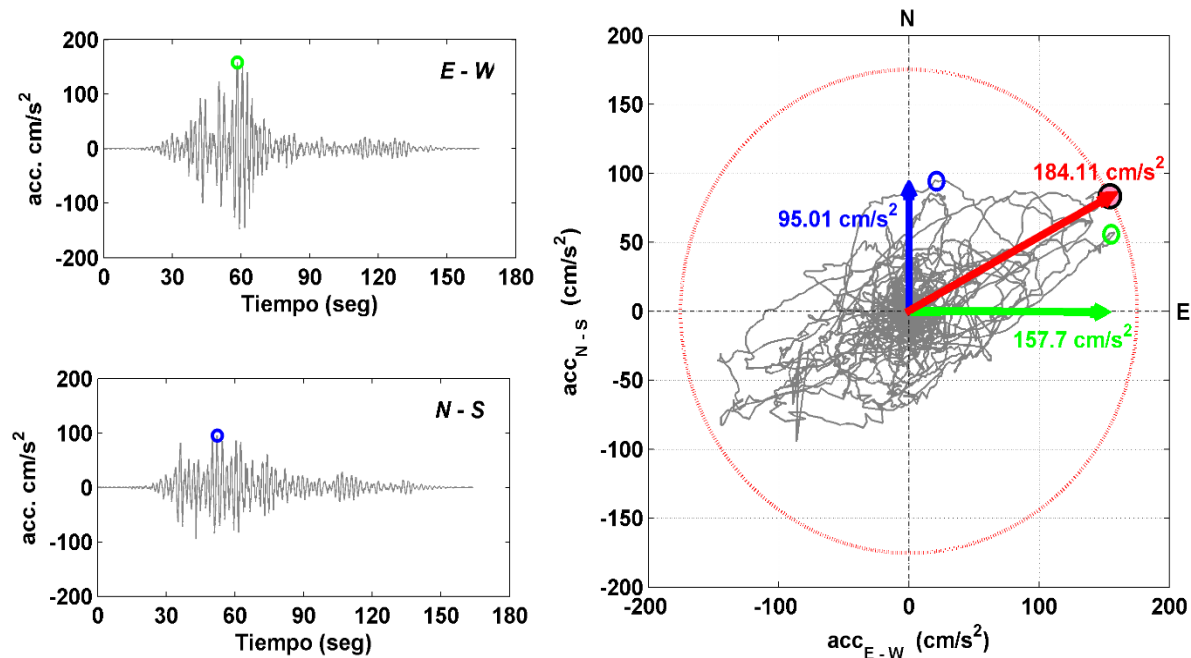


Figura 7-1 Aceleración de las componentes N - S y E - W del sismo MEX85-SCT en función del tiempo.

Para un percentil (pp) dado, esta medida depende del periodo,  $T$ , ya que, para cada oscilador correspondiente al periodo,  $T$ , el valor GMRotDpp( $T$ ) puede corresponder a un ángulo de rotación distinto. GMRotIpp evita esta dependencia del periodo y se define como el espectro definido por el ángulo que minimiza la dispersión de la diferencia entre el espectro de respuesta correspondiente y la GMRotDpp.

### 7.2.2 Método

Se describen aquí los principales conceptos y aspectos metodológicos relacionados con el análisis de direccionalidad. Primero se recuerdan los conceptos de la media geométrica (*Geometric Mean*, GM) y composición vectorial (*Vectorial composition*, VC), que, aunque ya conocidos, son fundamentales para comprender este efecto. Después, se usa el registro citado más arriba (MEX85-SCT), para ilustrar los aspectos prácticos de la técnica de Boore et al. (2006). Llamaremos  $MEX85_{N-S}$  y  $MEX85_{E-W}$  a las dos componentes horizontales de este registro.

### ***Media geométrica (GM)***

De acuerdo a la evaluación hecha por Shahi y Baker (2013) sobre la media aritmética y la media geométrica para obtener la tendencia central de cada medida de intensidad; se ha observado que la media aritmética tiene una distribución sesgada, debido a que está muy influenciada por los valores extremos, mientras que la media geométrica tiene una distribución que se asemeja a una log-normal; es decir, el mismo tipo de distribución estadística que siguen las ecuaciones predictivas del movimiento del suelo (Boore y Joyner 1982; Abrahamson e Youngs 1992). Éste es el principal motivo para preferir la media geométrica para el cálculo de la tendencia central de las medidas de intensidad del movimiento del suelo. La GM se define mediante la siguiente ecuación y es la usada en el estudio del efecto de direccionalidad.

$$GM(T) = \sqrt[2]{S_{a_x}(T) * S_{a_y}(T)} \quad (7-2)$$

donde  $S_{a_x}(T)$  y  $S_{a_y}(T)$  son los valores espectrales de cada componente, para el periodo  $T$ .

### ***Composición vectorial (VC)***

Para los acelerogramas o, para las historias temporales de la respuesta de un oscilador de periodo  $T$ , se define este parámetro como el valor máximo de la composición vectorial de los acelerogramas, o de las respuestas. La siguiente ecuación define esta forma de calcular este parámetro máximo del movimiento del suelo o, en su caso, de la respuesta de un oscilador de periodo  $T$ .

$$VC(T) = \max \left( \sqrt{[R_{x_{SDOF}}(t,T)]^2 + [R_{y_{SDOF}}(t,T)]^2} \right) \quad (7-3)$$

donde  $R_{x_{SDOF}}(t,T)$  y  $R_{y_{SDOF}}(t,T)$  son las respuestas dinámicas, en función del tiempo, para el oscilador de periodo  $T$ , para las dos componentes horizontales. Obsérvese que el caso de los acelerogramas tal como fueron registrados corresponde al periodo nulo. Vale la pena apuntar ya, que, a partir de la definición de esta composición vectorial de historias temporales, estos valores son invariantes a los giros.

### ***Técnica de Boore et al. (2006)***

El análisis de los efectos de direccionalidad, tal como se plantea en Boore et al. (2006), se basa en la media geométrica de los valores máximos de cada componente, a partir de las cuales obtiene dos medidas independientes de la orientación de los sensores; concretamente la  $GM_{RotDpp}$  y la  $GM_{RotIpp}$ . Así, por ejemplo, para un acelerograma dado (dos componentes) estas medidas se obtienen usando la GM de los espectros de respuesta para todos los ángulos no redundantes; “pp” se refiere al percentil; por ejemplo, 50 corresponde a valores medianos y 5 y 95 corresponden a intervalos de confianza frecuentemente usados; las letras D o I, indican respectivamente dependencia o independencia del período.

Por el efecto de direccionalidad, los máximos de la respuesta y, por tanto, los espectros de respuesta, pueden variar en función del ángulo en qué se han registrado los acelerogramas; un ejemplo de esta

dependencia puede observarse en la Figura 7-2, se muestra la variación del PGA de las dos componentes horizontales, la GM y la VC del acelerograma ejemplo (MEX85<sub>E-W</sub> y MEX85<sub>N-S</sub>) en función del ángulo. Se puede observar que la VC es invariante; mientras que los valores máximos de la PGA de cada componente y, por tanto, la GM varía.

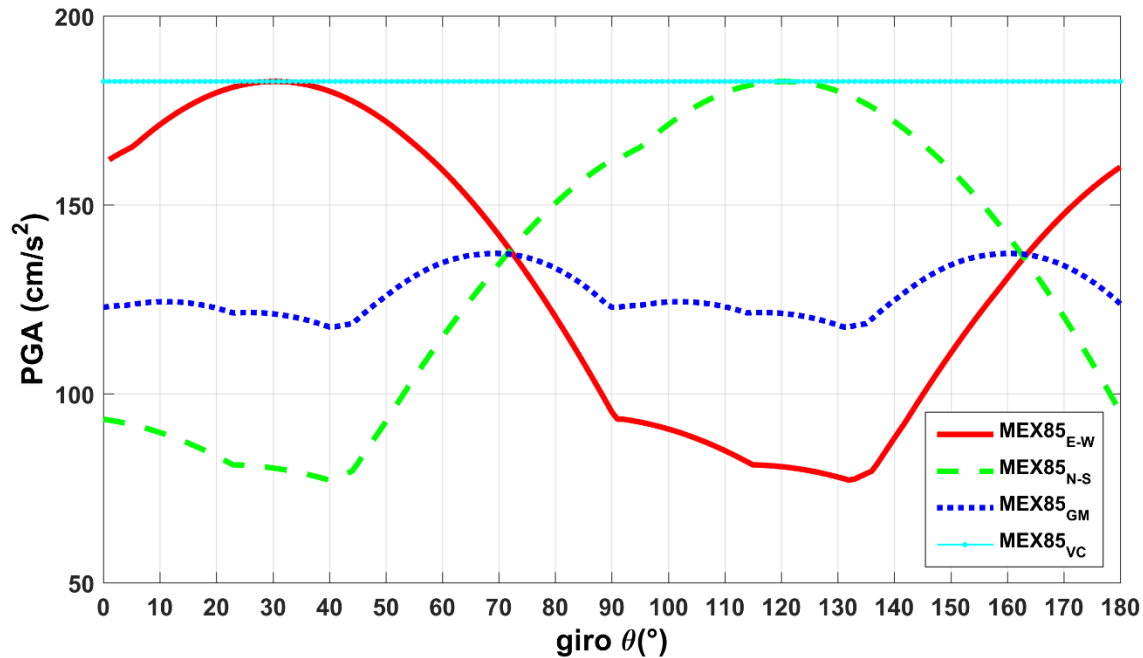


Figura 7-2 Variación del PGA -  $\theta$  de giro de las componentes N-S, E-W, GM y VC del sismo MEX85-SCT.

También es interesante observar que, para este caso, los ángulos no redundantes están entre 0 y 90°, tal como se indica también el estudio de Boore et al. (2006). El incremento utilizado en este estudio ha sido de 1°. Para obtener los acelerogramas rotados se han utilizado las siguientes ecuaciones:

$$ace_{x'}(\theta) = ace_x \cos(\theta) + ace_y \sin(\theta) \quad (7-4)$$

$$ace_{y'}(\theta) = -ace_x \sin(\theta) + ace_y \cos(\theta) \quad (7-5)$$

donde  $ace_x$  y  $ace_y$  son los acelerogramas originales de las dos componentes horizontales,  $ace_{x'}(\theta)$  y  $ace_{y'}(\theta)$  son los acelerogramas rotados un ángulo ( $\theta$ ).

### ***GMRotDpp***

El proceso de cálculo de esta medida es el siguiente:

1. Se aplican las ecuaciones (7-4) y (7-5) para las componentes horizontales de cada registro para ángulos de 0 a 90° con incrementos de 1°.
2. Para cada componente horizontal de cada registro y para cada ángulo de rotación se calculan sus espectros de respuesta  $Sa_{x'}(\theta, T, \nu)$  y  $Sa_{y'}(\theta, T, \nu)$  para un factor de amortiguamiento crítico  $\nu$  y un

rango de periodos  $T$ ; en este caso se ha utilizado  $\nu = 5\%$  y se ha usado un rango de periodos entre 0.01 y 10 segundos.

3. Se calcula la media geométrica de los espectros de respuesta de las componentes horizontales de cada registro y ángulo de rotación con la siguiente ecuación:

$$GM(\theta, T) = \sqrt{Sa_{x'}(\theta, T) * Sa_{y'}(\theta, T)} \quad (7-6)$$

donde  $GM(\theta, T)$  es la media geométrica de los espectros de respuesta en función del período y del ángulo de giro; se ha eliminado el índice de amortiguamiento crítico para simplificar ya que, en este estudio, se utiliza el citado valor de 5%. En la Figura 7-3 se muestran los resultados de los primeros tres pasos para los acelerogramas MEX85E-W y MEX85N-S, donde cada línea corresponde a un ángulo de rotación.

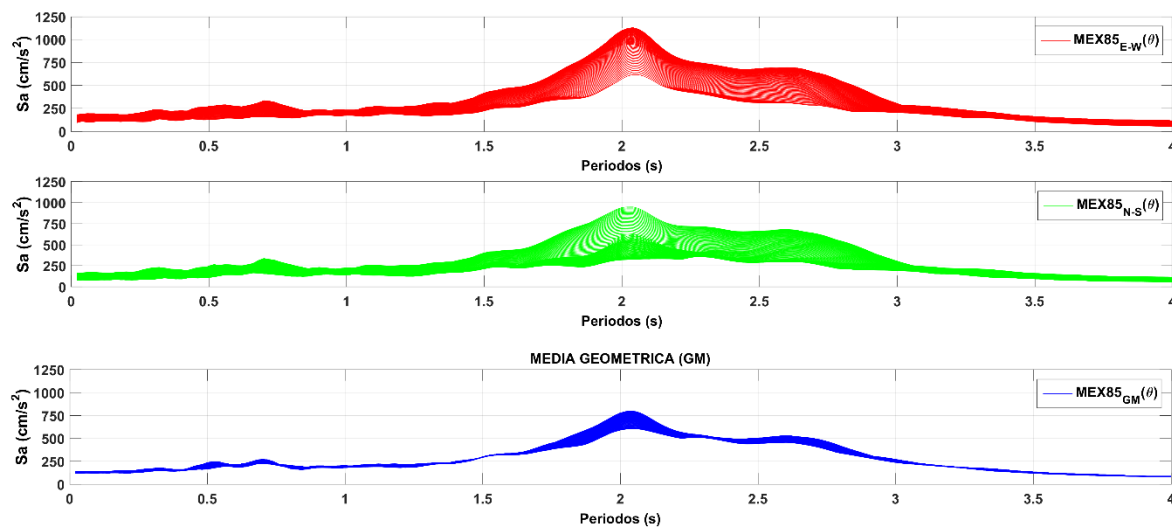


Figura 7-3 Espectros de respuesta de aceleración para cada ángulo de rotación de las componentes horizontales y su GM del sismo MEX85-SCT.

4. Se ordenan de forma ascendente los valores de  $GM(\theta, T)$  para cada uno de los periodos considerados, generando una matriz con los valores de cada periodo y ángulo de rotación.

5. Por último se calcula  $GMRotDpp$ , que no es más que el percentil de la media geométrica para cada uno de los periodos; es frecuente usar los percentiles 0, 50 y 100, que son el mínimo, la mediana y el máximo, respectivamente. La  $GMRotDpp$  tiene el inconveniente de que, a pesar de ser una medida independiente de la orientación del sensor, no se corresponde con un único ángulo de rotación para todos los periodos considerados, es decir, su valor para un periodo dado está relacionado a un ángulo de

rotación que no suele ser igual al ángulo de rotación de los otros periodos. Por este motivo, se calcula la  $GMRotIpp$ , la cual corresponde a una única rotación.

### ***GMRotIpp***

En esta medida se utiliza la  $GMRotDpp$  y la media geométrica de cada rotación, a partir de éstas se calcula una función de penalización definida mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Función de penalización}(\theta) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left[ \frac{GM(\theta, T_i)}{GMRotDpp(T_i)} - 1 \right]^2 \quad (7-7)$$

donde  $n$  es el número de periodos considerados para el cálculo de los espectros de respuesta. Esta función se calcula para cada ángulo de rotación y se encuentra el ángulo que la minimiza ( $\theta_{min}$ ). La media geométrica de los espectros de respuesta del ángulo  $\theta_{min}$  es la  $GMRotIpp$ .

En la Figura 7-4 se muestra para el sismo de MEX85-SCT la media geométrica normalizada por la  $GMRotD50$  y la función de penalización, obsérvese que, para ese registro, la minimización se obtiene para un ángulo de giro de  $50^\circ$ ; esto significa que la  $GMRotI50$  de ese registro es la media geométrica para un ángulo de rotación de  $50^\circ$ . La  $GMRotIpp$ , en este caso, sólo se ha calculado para el percentil 50 por considerarse el más útil; para otros percentiles sólo hay que utilizar el  $GMRotDpp$  correspondiente y minimizar la función de penalización.

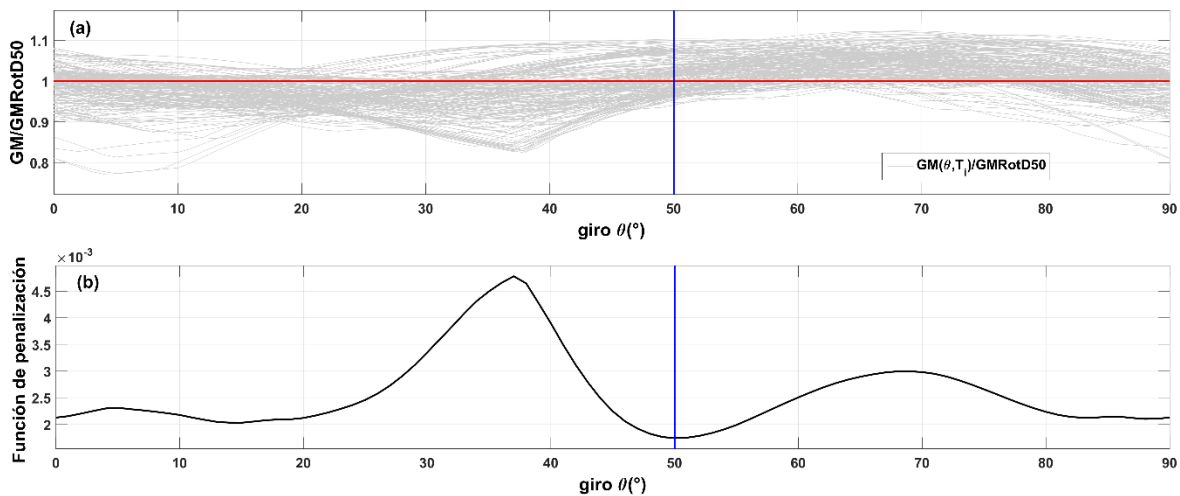


Figura 7-4 (a)  $GM(\theta)/GMRotD50(\theta)$ . (b) Función de penalización del sismo MEX85-SCT. La línea azul indica el  $\theta$  que minimiza la función de penalización y la línea roja es una referencia para indicar  $GM = GMRotD50$ .

En la Figura 7-5 se muestran  $GMRotI50$ ,  $GMRotD50$ ,  $GMRotD100$ ,  $GMRotD00$ , VC y la GM sin rotar (Media geométrica para las componentes horizontales en su orientación original, es decir, para un ángulo de rotación de  $0^\circ$ ); obtenidas para el sismo MEX85-SCT. Obsérvese cómo la VC es mayor que todas las

demás medidas, incluyendo la GMRotD100. GMRotD50 representa los valores medianos y GMRotD00 corresponde a los valores más pequeños esperados.

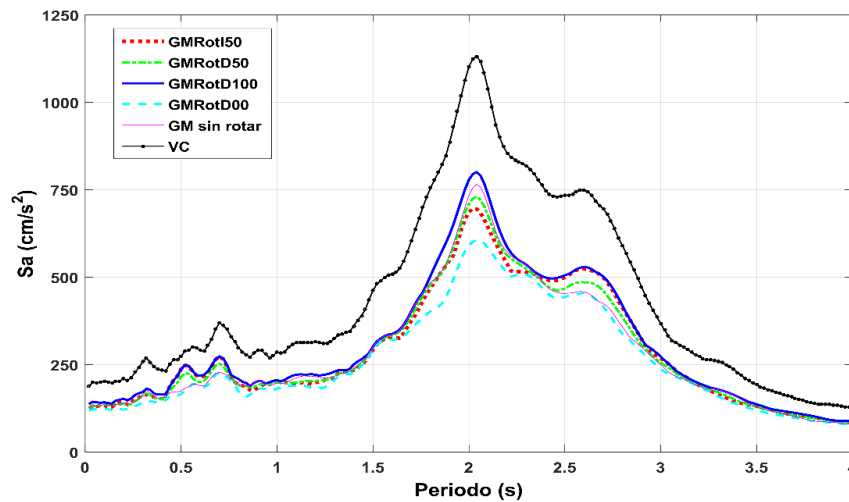


Figura 7-5 GMRotI50, GMRotD50, GMRotD100, GMRotD00, GM sin rotar y QM del sismo MEX85-SCT.

### *Medidas de intensidad promedio para una base de datos*

Para analizar una base de datos de registros, es necesario obtener el promedio de las medidas de intensidad de cada registro. Para ello, primero se calcula el Factor Espectral Dinámico (FED) de las medidas de intensidad. El FED es la amplificación que experimenta una estructura (representada para cada periodo) respecto al suelo, debido a acciones dinámicas. Es decir, la relación entre la respuesta espectral de los diferentes periodos dividida entre el valor del PGA del registro. Para obtener el FED de las medidas de intensidad de cada registro, se normalizan las ordenas espectrales con respecto a la PGA de la GM sin rotar de cada registro. Con esto se logra evitar la disminución de la amplitud de los espectros que originaría normalizar con respecto al PGA de cada medida (Hidalgo-Leiva 2017). El estudio estadístico de los parámetros de intensidad sísmica se ajustan mejor a una distribución log-normal, que a una normal, ya sea si se trata de una medida derivada de la respuesta espectral unidireccional o de la media geométrica de las dos respuestas (Abrahamson e Youngs 1992; Beyer y Bommer 2006). De lo anterior en esta tesis se obtiene el promedio  $GM_{prom}$  de los espectros de respuesta normalizados,  $Sa_{nor}(T)$  como el promedio del logaritmo natural de cada media geométrica de los espectros. De esta forma en el estudio se podrán usar tanto el valor promedio y su respectiva desviación estándar sin tener el problema de la influencia de valores extremos que podría afectar si se usase un promedio de una distribución normal (Hidalgo-Leiva 2017).

### **7.2.3 Análisis de direccionalidad de la base de datos**

Para cuantificar los efectos de direccionalidad en la Ciudad de México, la técnica de Boore et al. (2006) se ha aplicado a los 1277 registros seleccionados a partir de la extensa base de datos que se ha descrito

en el capítulo 2. Se ha analizado un total de 232 414 acelerogramas (correspondientes a 1277 registros por 2 componentes horizontales por 91 ángulos de rotación), y se han obtenido los espectros de respuesta para 200 periodos, entre 0.01 y 10 s. a intervalos de 0.05 s. (es decir se obtuvieron 46 482 800 respuestas de osciladores de un grado de libertad). De todos estos datos se calcularon las medidas de intensidad GMRotDpp, GMRotIpp, GM sin rotar y VC, y se obtuvieron sus promedios normalizados y sus desviaciones estándar totales; además el estudio se ha efectuado para los diferentes tipos de suelo con el propósito de comparar los resultados obtenidos con los espectros de diseño establecidos en la NTC-DF (2004).

#### **Comparación de la GM sin rotar, GMRotDpp, GMRotIpp y la VC**

En la Figura 7-6 se comparan los valores promedio de la GMRotD50, GMRotD100, GMRotI50, GM sin rotar y VC para la toda la base de datos de la Ciudad de México; obsérvese que la VC es significativamente mayor que las otras medidas, la GMRotI50, GMRotD50 y la GM sin rotar tienen pocas diferencias entre ellas y la GMRotD100 es ligeramente mayor que la GMRotI50, GMRotD50 y la GM sin rotar.

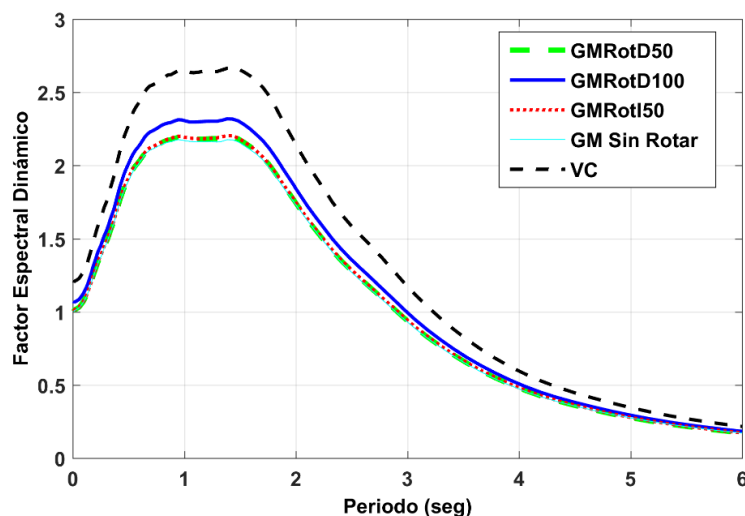


Figura 7-6 GMRotD50, GMRotD100, GMRotI50, GM sin rotar y VC de la base de datos de la Ciudad de México.

Como las diferencias entre la GMRotI50, GMRotD50 y la GM sin rotar son pequeñas, casi inapreciables en la Figura 7-6, en la Figura 7-7 se muestran las ratios entre la GMRotD50 y la GMRotI50, así como entre la GM sin rotar y la GMRotI50, obtenidas en este estudio y se comparan con las obtenidas por (Boore 2010) para la base de datos NGA del “*Pacific Earthquake Engineering Research Center*”. En ambas gráficas se observa un comportamiento parecido, la variación entre la GMRotD50 y la GMRotI50 es, como se esperaba, menor que la variación entre la GM sin rotar y la GMRotI50, con variaciones menores al 1% en el primer caso y, entre el 1 y 2% para el segundo caso. También se observa que, para



todos los periodos, la GMRotI50 es mayor que la GM sin rotar y que la GMRotD50. Por último, puede notarse que las diferencias tienden a aumentar con el periodo.

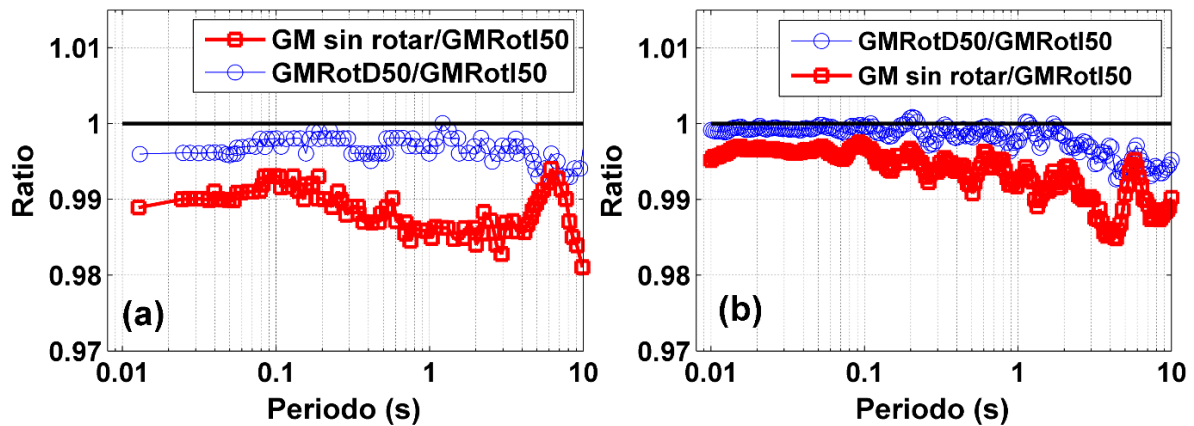


Figura 7-7 Ratio GMRotD50/GMRotI50 y GM sin rotar/GMRotI50 (a) Boore et al. (2010) y (b) esta investigación.

También se analizó la desviación estándar de estas ratios; la desviación estándar se ha calculado utilizando la metodología usada por Boore et al. (2006); en la Figura 7-8 y en la Figura 7-9 se muestran los resultados para las ratios GMRotI50/GMRotD50 y GMRotI50/GM sin rotar, respectivamente. Se observa que para la ratio GMRotI50/GMRotD50 los resultados son muy similares. Para la ratio GMRotI50/GM sin rotar los resultados de esta investigación tienen una desviación estándar menor que la de los de Boore et al. (2006); esto puede deberse a que, para la Ciudad de México, en promedio, la orientación original de los sensores, que es con la que se calcula la GM sin rotar, tiene una mayor relación con el ángulo  $\theta_{\min}$  con el que se calcula el GMRotI50 que en el caso de Boore et al. (2006). Las pequeñas diferencias entre GMRotD50 y GMRotI50 con la GM sin rotar en la Ciudad de México, se deben a que, en la base de datos utilizada, los azimuts estación-epicentro tienen una dirección preferencial, por la situación de su zona sismogénica, en el Pacífico.

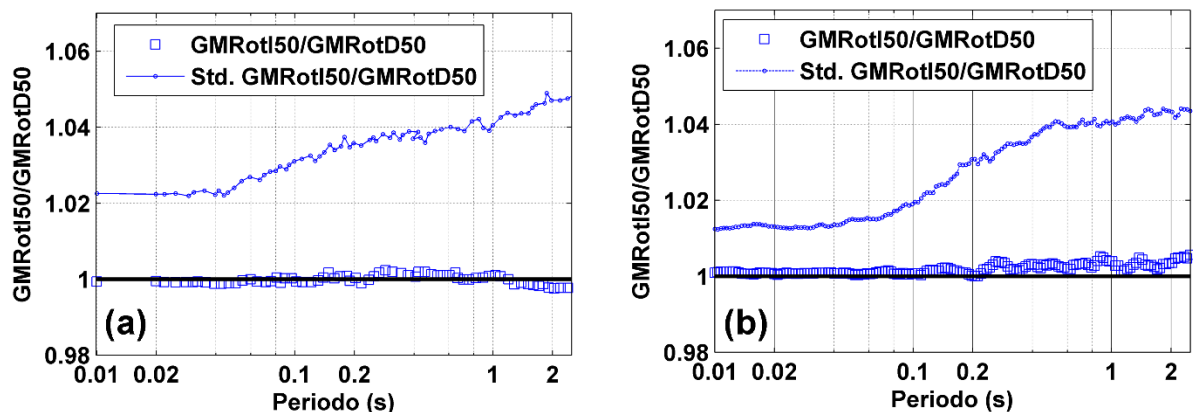


Figura 7-8 Ratio GMRotI50/GMRotD50 y su desviación estándar (a) Boore et al. (2006) y (b) esta investigación.

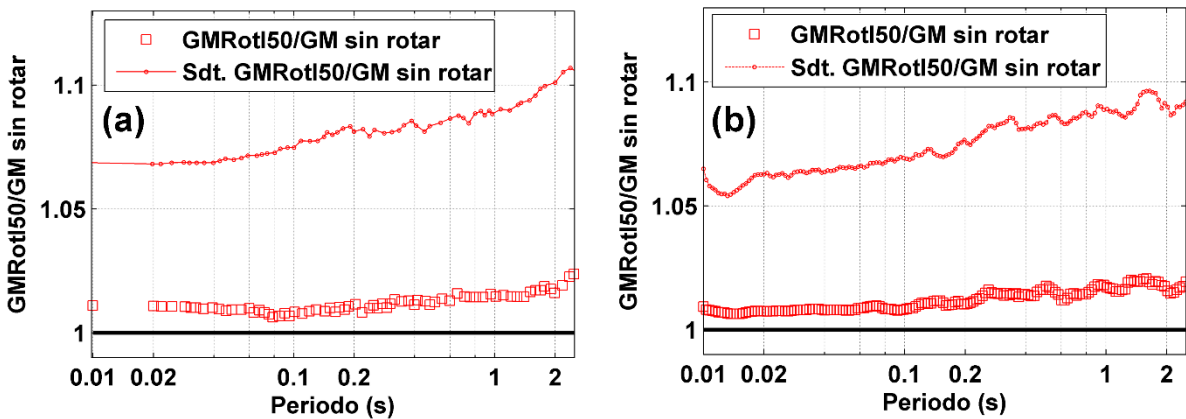


Figura 7-9 Ratio GMRotI50/GM sin rotar y su desviación estándar (a) Boore et al. (2006) y (b) esta investigación.

Además se comparan la GMRotD100 y la VC con la GMRotD50, GMRotI50 y GM sin rotar; en la Figura 7-10 se muestran estas relaciones. Obsérvese que, para la GMRotD100, las variaciones oscilan entre el 5 y el 8%, siendo la GMRotI50 la que tiene menos variación; mientras que, para el caso de la VC, las variaciones son significativas, de entre un 20 y un 25% mayores que las otras medidas. En todas las relaciones puede observarse la misma tendencia que en las ratios GMRotD50/GMRotI50 y GM sin rotar/GMRotI50, donde las variaciones aumentan con el periodo. Los resultados de las ratios con respecto a la VC, ponen de manifiesto la importancia de considerar los efectos de direccionalidad con cautela.

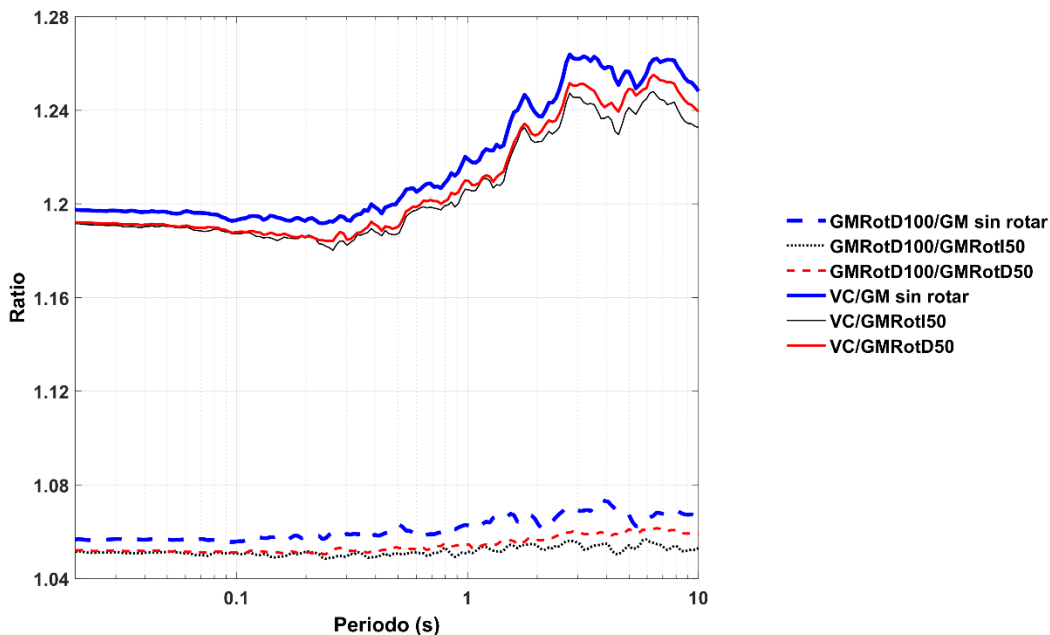


Figura 7-10 Ratios GMRotD100/GM sin rotar, GMRotD100/GMRotI50, GMRotD100/GMRotD50, VC/GM sin rotar, VC/GMRotI50 y VC/GMRotD50 para la base de datos de la Ciudad de México.

Por último, como se mencionó en secciones anteriores, la composición vectorial (VC) se define como el valor máximo de la composición vectorial de los acelerogramas, o de las respuestas; Rupakhety y Sigbjörnsson (2013) demostraron que este valor se corresponde con la envolvente de todos los espectros rotados y que es equivalente con la medida RotD100 definida por Boore (2010), que se obtienen siguiendo la metodología para el cálculo de la medida GMRotDpp, pero aplicada a todos los espectros rotados, seleccionando los valores máximos de la aceleración espectral,  $S_a$ , en función del periodo,  $T$ , que corresponderán al espectro del percentil 100, esto se puede realizar con la siguiente ecuación:

$$\text{RotD100}(T) = \max[S_{a_x}(\theta, T), S_{a_y}(\theta, T)] \quad (7-8)$$

donde  $S_{a_x}(\theta, T)$  y  $S_{a_y}(\theta, T)$  son los espectros de respuesta de cada componente rotados. La VC tiene la ventaja que es independiente de la orientación del sensor, por lo que no existe la necesidad de rotar la señal para obtener esta respuesta máxima.

Varios investigadores han encontrado relaciones entre el RotD100 y el GMRotI50, que permiten obtener la máxima respuesta espectral con base en el GMRotI50 para diferentes periodos. En la Figura 7-11 se muestran algunas de estas relaciones, en concreto las de Beyer y Bommer (2006), NEHRP (2009), Campbell y Bozorgnia (2007); Watson-Lamprey y Boore (2007), Pinzón et al. (2015). También se muestran las obtenidas por Huang et al. (2011) para acelerogramas de campo cercano (NF, Near Field) y de campo lejano (FF, Far Field). Además, se comparan con la ratio entre la media VC y la GMRotI50 de esta tesis. Obsérvese en la Figura 7-11 que, para periodos mayores de 0.2 segundos los resultados de esta investigación se alejan del resto. Esto puede ser debido a que, en las otras investigaciones, se utilizaron bases de datos de zonas muy amplias (en algunos casos de varios países), mientras que en esta investigación se ha utilizado una base de datos de una zona muy específica, local y caracterizada por suelos blandos. Para analizar esta posible causa, se ha realizado un estudio adicional usando 1631 registros de las zonas centro y costa del pacífico de México: la selección y tratamiento de los acelerogramas se hicieron de la misma forma que para los 1277 registros de la Ciudad de México. Ahora al obtener el ratio QM/GMRotI50 para todos los datos juntos (2908 registros de una región mucho más extensa de todo México, que abarca varios estados del país); se puede observar en la Figura 7-11, cómo esta relación ahora se ajusta mejor a las de los otros investigadores. Por otra parte, puede verse además que la relación propuesta por el NEHRP (2009) tiene una relación, más cualitativa que cuantitativa, con los resultados de los análisis con acelerogramas reales. Obsérvese cómo para periodos cortos, de menos de 0.5 segundos, infravalora la relación; mientras que, para periodos largos, de más de 4 segundos tiende a sobrevalorarla, en particular la sobrevalora con claridad para periodos por encima de los 4 s.

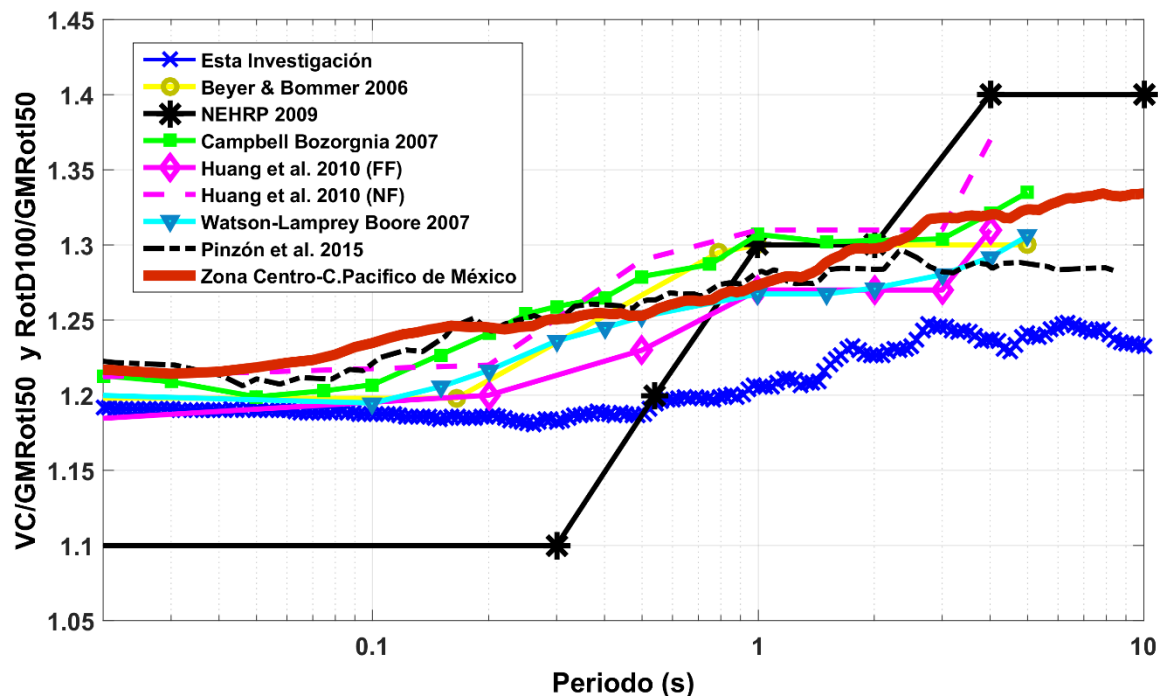


Figura 7-11 Comparación con otras investigaciones del ratio VC /GMRotI50.

#### **Resultados por tipo de suelo y comparación con espectros de código**

El análisis de direccionalidad se ha realizado también para cada una de las seis zonas sísmicas (tipo de suelo) de la Ciudad de México. Para ello se calcularon los espectros promedio utilizando sólo los registros de cada tipo de suelo por separado. En la Figura 7-12, se muestran las GMRotI50 de todos los registros para cada zona, su espectro de valor medio y el espectro de código. Se observa un buen acuerdo entre los espectros medianos, GMRotI50, y los espectros de código. Sin embargo, vale la pena notar que hay zonas del espectro del código que pueden infravalorar las acciones de diseño, ya que hay un número importante de GMRotI50 por encima. Este efecto es claramente observable en las zonas II, para periodos intermedios y largos y en las zonas III b, c y d para periodos cortos e intermedios.

Finalmente, en la Figura 7-13 se muestran los valores medios de las medidas analizadas para cada tipo de suelo. Obsérvese que, aunque los resultados dependen del tipo de suelo, una tendencia que se mantiene en todos los casos es que los espectros de código son mayores que la GMRotD50, GMRotD100, GMRotI50, la GM sin rotar y la VC. En general parece que, en promedio, las medidas de intensidad calculadas para la base de datos de la Ciudad de México se ajustan bien a los espectros de diseño del código. Con todo, los espectros de diseño pueden subestimar las acciones sísmicas esperadas sobre todo en el rango de periodos cortos e intermedios, digamos por debajo de los 4 s.

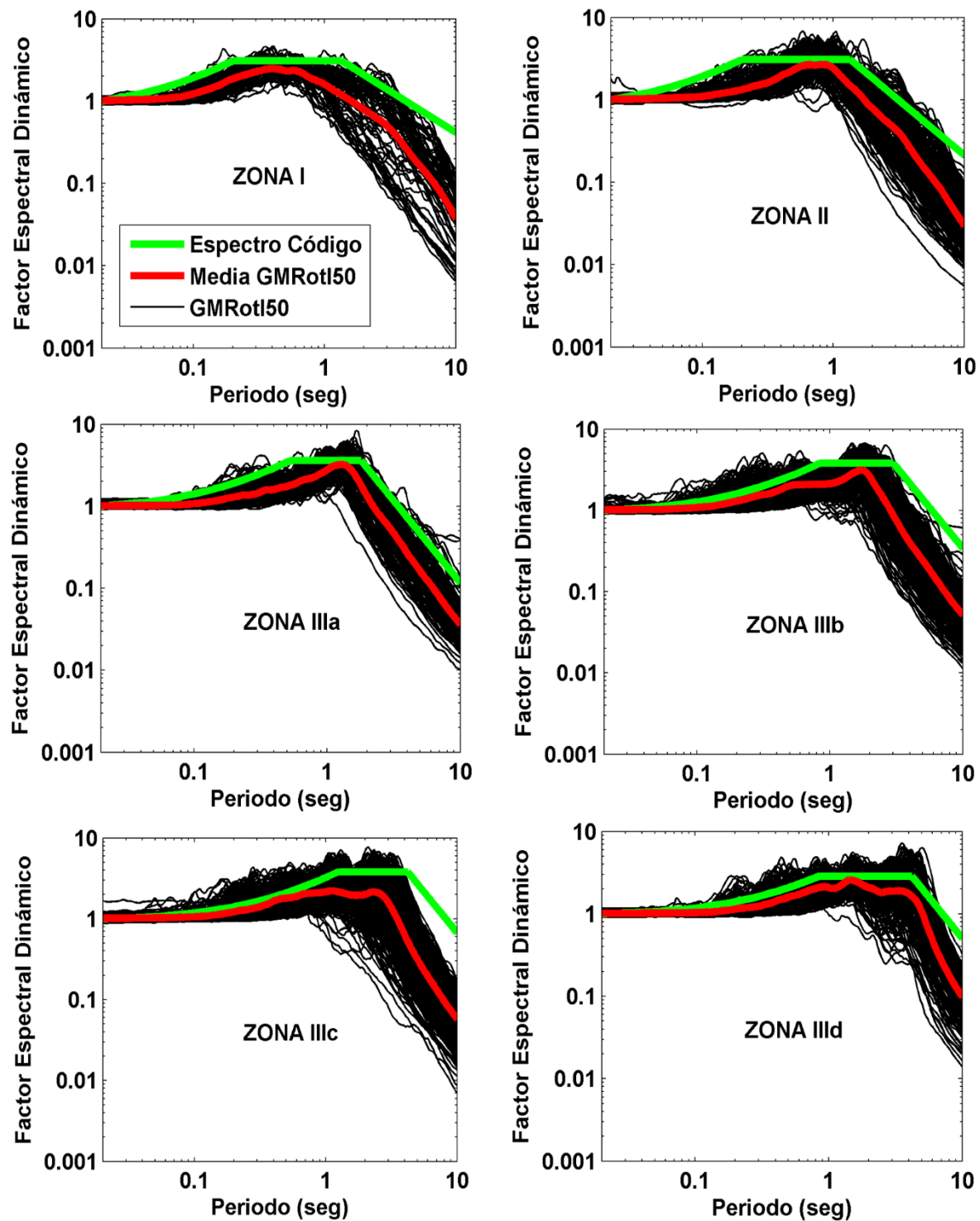


Figura 7-12 GMRotI50 de todos los registros por tipo de suelo, valor medio de GMRotI50 y espectro de código de la NTC-DF (2004).

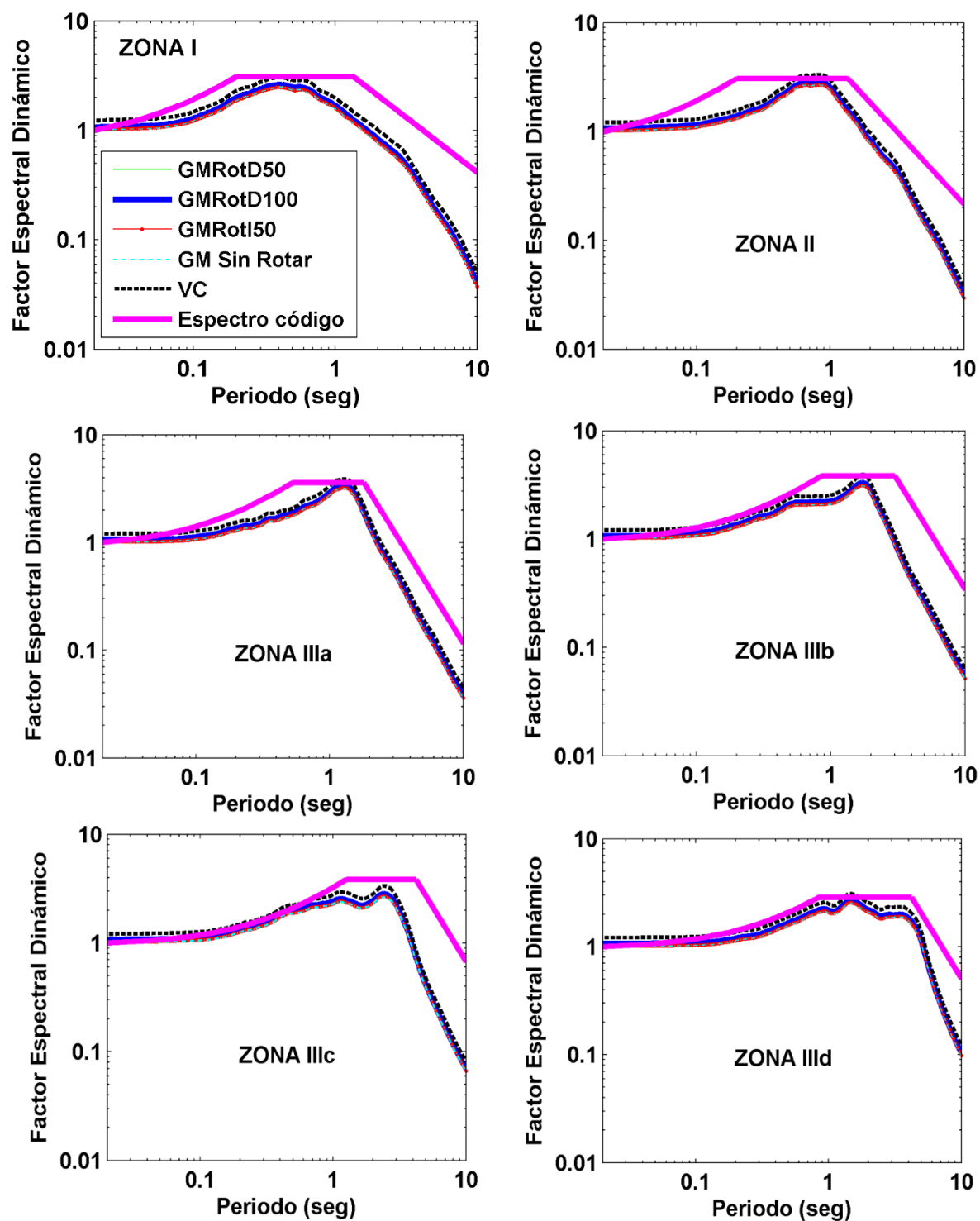


Figura 7-13 Comparación de la media de cada una de la medidas con los espectros de código (NTC-DF 2004) para cada tipo de suelo de la Ciudad de México.

### 7.3 Efectos de la orientación del edificio

En esta sección se aborda el efecto de la direccionalidad en los edificios, entendido como el efecto de la variación del rendimiento sísmico del edificio dependiendo de la orientación que éste tenga con respecto al registro sísmico aplicado. Este efecto se abordará desde dos enfoques: 1) utilizando una técnica simplificada basada, en el análisis estático no lineal, NLSA y en el balance energético, EBC, para hallar el punto de capacidad por demanda (performance point) y 2) con el análisis dinámico no lineal, NLDA.

La evaluación de la direccionalidad en el rendimiento de los edificios con ambos enfoques (simplificado y NLDA) se ejemplifica para el caso de un edificio de acero de 4 niveles, con pórticos resistentes a momentos, con secciones de vigas y columnas tipo I (sección W americana). Las conexiones entre los elementos son totalmente rígidas (FR) precalificadas (ANSI/AISC 358-10 2010). El edificio fue diseñado como edificio de oficinas en la Ciudad de México y cumple con las especificaciones de los códigos NTC-DF (2004) y ANSI/AISC 341-10 (2010). Este edificio se muestra en la Figura 7-14. El edificio se ha modelado usando el programa Ruaumoko 3D, donde las vigas y columnas se han definido con base en la relación resistencia-ductilidad del modelo Ibarra–Medina–Krawinkler (IMK) modificado (Ibarra et al. 2005; Lignos y Krawinkler 2011, 2013). Las principales características del análisis modal del edificio ( $PF_1$ , factor de participación modal del periodo fundamental,  $T_1$ , en la estructura,  $W$  el peso de la estructura y el coeficiente de participación de la masa modal del periodo fundamental de vibración,  $\alpha_1$ ), se muestran en la Tabla 7-2.

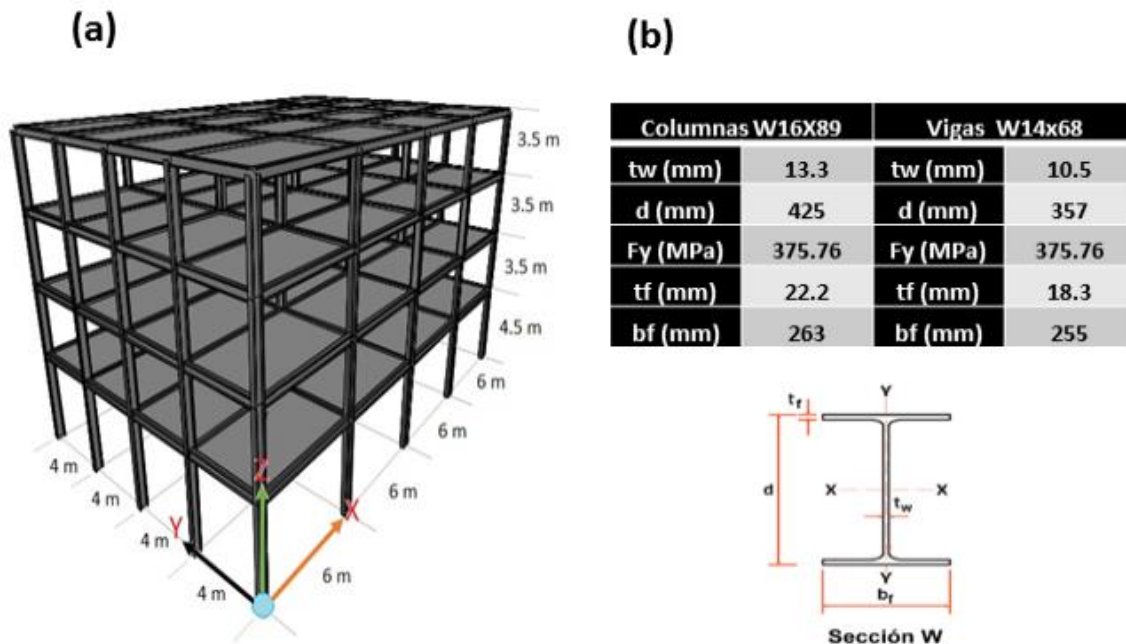


Figura 7-14 (a) Modelo 3D del edificio utilizado para el estudio del efecto de la orientación del edificio para una acción determinada y (b) secciones de vigas y columnas.



Tabla 7-2 Valores  $T_1$ ,  $W$ ,  $PF_1$  y  $\alpha_1$  del edificio de la Figura 7-14.

Dirección	Periodo fundamental ( $T_1$ )	Peso total $W$ (KN)	$PF_1$	$\alpha_1$
X	0.89 s.	12,460	1.28	0.881
Y	1.04 s.	12,460	1.20	0.885

En ambos enfoques, las acciones sísmicas se han definido a partir de acelerogramas reales (componentes N-S y E-W) y sus respectivos espectros de respuesta; para ello se han tomado los 4 sismos semilla seleccionados con la técnica de Vargas et al. (2013) para la zona IIIa de la Ciudad de México, tal como se ha descrito en el capítulo 2. En la Tabla 7-3 se presentan sus principales características y en la Figura 7-15 se muestran sus respectivos espectros de respuesta normalizados por la mayor PGA de las componentes horizontales, correspondiente a cada acelerograma (indicado en color gris en la Tabla 7-3). A continuación, se desarrolla cada uno de estos dos enfoques.

Tabla 7-3 Principales características de los acelerogramas semilla de la base de datos que mejor representan el espectro de diseño de la zona IIIa de la Ciudad de México.

ZONA	Sismo	Estación <sup>(1)</sup>	Fecha	Duración (s.)	Mw <sup>(2)</sup>	PGA N-S (cm/s <sup>2</sup> )	PGA E-W (cm/s <sup>2</sup> )	Dist. Epi. <sup>(3)</sup> (km)	Azimut <sup>(4)</sup>
IIIa	1	HJ72	18/04/14	167.47	7.2	33.20	32.19	331.1	221.4
	2	AL01	18/04/14	165.77	7.2	28.87	37.00	330.9	221.0
	3	TL55	30/09/99	173.86	7.6	28.80	15.62	447.6	149.7
	4	MJSE	15/06/99	144.01	7.0	17.70	13.76	222.3	128.8

(1) Siglas de las estaciones sísmicas en la Ciudad de México

(2) Magnitud momento.

(3) Distancia epicentral en km.

(4) Azimut de entre la estación sísmica y el epicentro del sismo registrado.

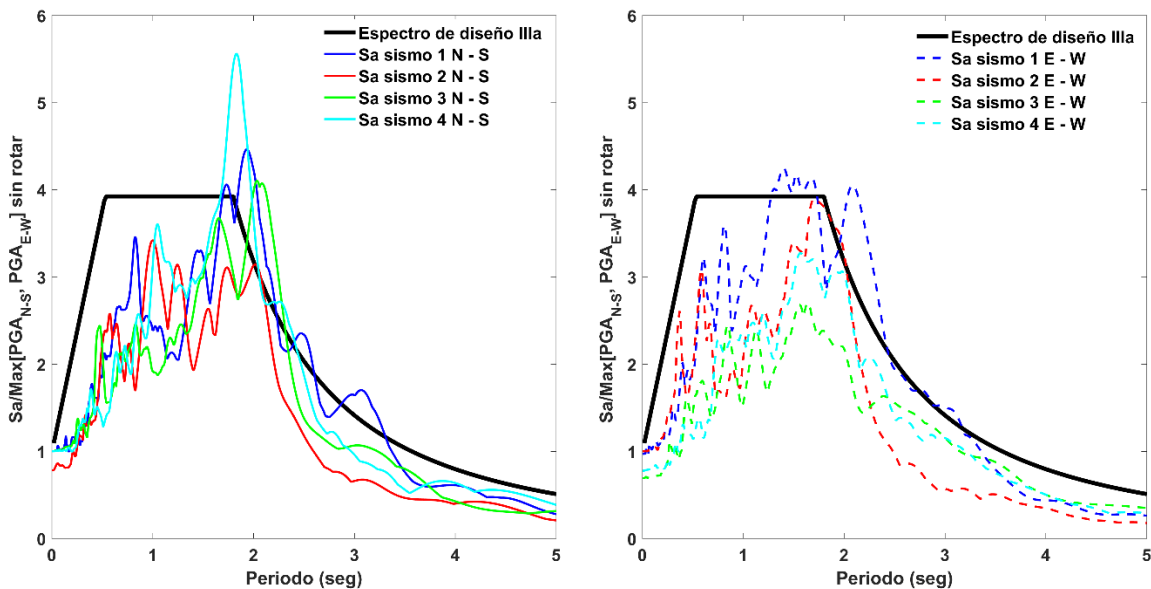


Figura 7-15 Espectros de respuesta de las componentes N – S y E – W de los 4 sismos con similitud con el espectro de la zona IIIa.

### 7.3.1 Técnica simplificada

Primero se aborda el enfoque simplificado. En la Figura 7-16 se muestra un diagrama general de la técnica simplificada propuesta en esta tesis y, a continuación se describe, cada paso de la técnica.

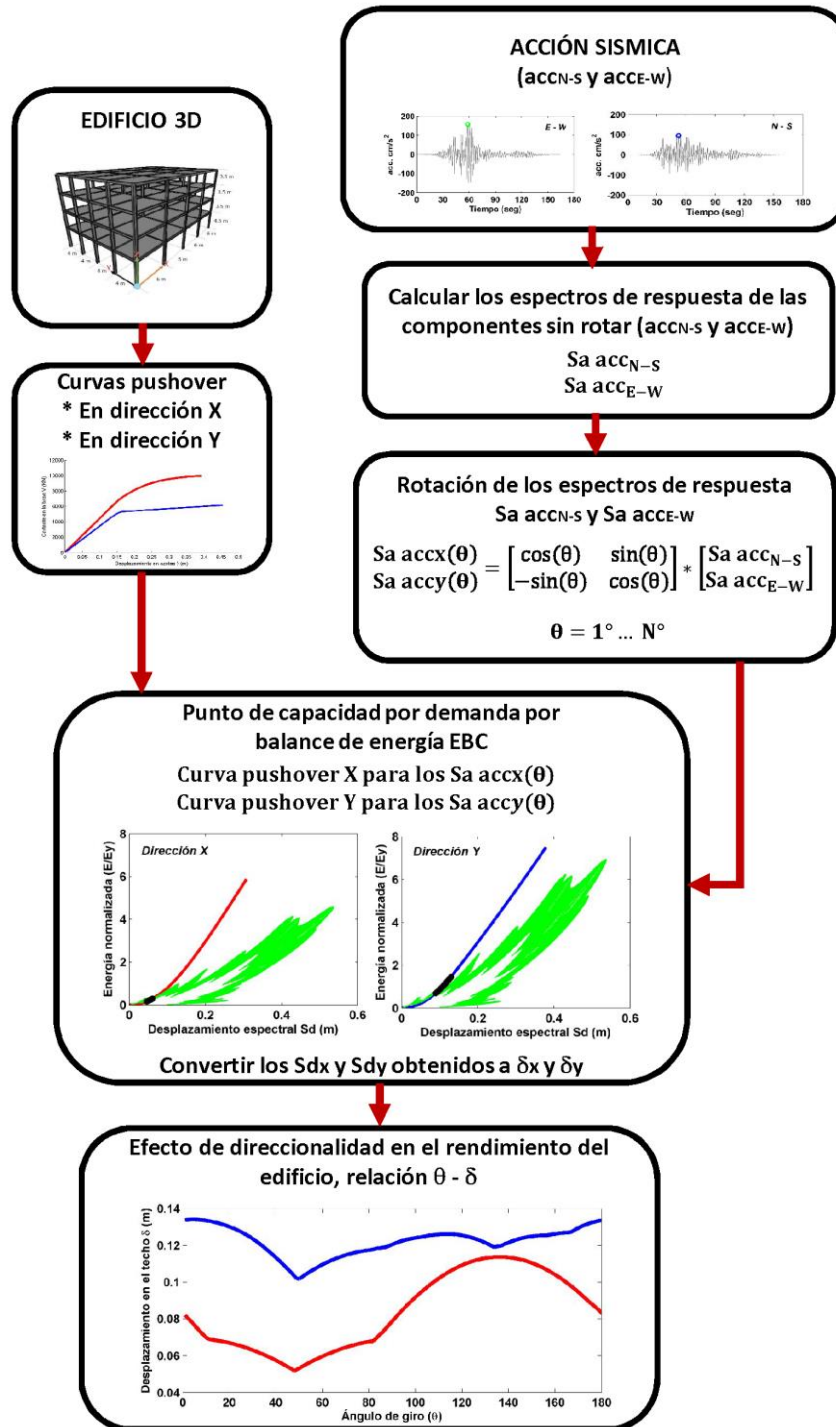


Figura 7-16 Técnica simplificada para considerar la variación del rendimiento sísmico del edificio dependiendo de la orientación que éste tenga con respecto a una acción determinada.

1. Se realiza el NLSA obteniéndose las curvas de capacidad en sus direcciones principales X e Y del edificio. Para esto se ha utilizado el pushover adaptativo PA (Satyarno 2000) tal como está implementado en el programa Ruaumoko. Las curvas de capacidad obtenidas se muestran en la Figura 7-17.

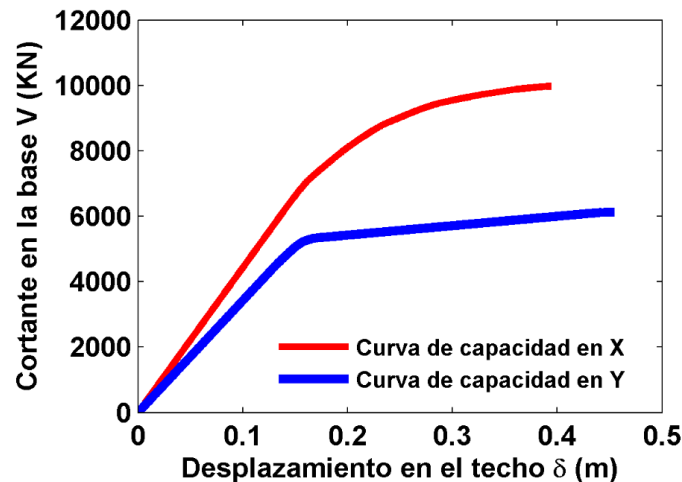


Figura 7-17 Curvas de capacidad en las direcciones principales X e Y del edificio.

2. Se calcula el espectro de respuesta de las componentes sin rotar ( $acc_{N-S}$  y  $acc_{E-W}$ ) de cada sismo.
3. Sustituyendo en la ecuación (7-1), las componentes sin rotar ( $acc_{N-S}$  y  $acc_{E-W}$ ), por sus respectivos espectros de respuesta, se obtienen los espectros de respuesta rotados  $Sa\ accx(\theta)$  y  $Sa\ accy(\theta)$  de cada sismo. En este caso de estudio, el edificio tiene simetría, por lo cual los espectros de respuesta sin rotar de las dos componentes horizontales cada sismo son rotadas grado a grado de  $0^\circ$  a  $180^\circ$ .
4. El conjunto de  $Sa\ accx(\theta)$  y  $Sa\ accy(\theta)$  de cada sismo son normalizados por su respectiva mayor PGA de las 2 componentes sin rotar (mayor PGA N-S y E-W de cada sismos marcado de color gris en la Tabla 7-3). De esta forma la normalización logra mantener las relaciones entre las dos componentes horizontales del mismo registro y la relación de cada componente sin rotar con sus respectivas componentes rotadas. En la Figura 7-18 se muestra la variación de la aceleración espectral en  $Sa\ accx(\theta)$  y  $Sa\ accy(\theta)$  de cada sismo para el periodo  $T=0$  s., equivalente al PGA del sismo y para los periodos fundamentales de cada dirección principal del edificio  $T1x=0.89$  s. y  $T1y=1.04$  s. La variación en la aceleración espectral se podrá relacionar con el rendimiento sísmico del edificio dependiendo de la orientación que éste tenga con respecto a la acción sísmica aplicada. En la Tabla 7-4 se muestra el ángulo donde se presenta la máxima aceleración espectral en  $Sa\ accx(\theta)$  y  $Sa\ accy(\theta)$  de cada sismo para  $T=0$  s.,  $T1x$  y  $T1y$ . Por otra parte, con la normalización se puede escalar el conjunto de espectros  $Sa\ accx(\theta)$  y  $Sa\ accy(\theta)$  de cada sismo

para cualquier PGA que se requiera. Para este estudio, se utilizan dos casos de PGA, uno bajo y el otro alto. El primero es 0.12 g para que el rendimiento del edificio esté en su rango lineal y el segundo de 0.22 g para que el rendimiento del edificio esté en el rango no lineal.

Tabla 7-4 Ángulo donde se presenta la máxima aceleración espectral en  $Sa\ accx(\theta)$  y  $Sa\ accy(\theta)$  de cada sismo para  $T=0$  s.,  $T1x$  y  $T1y$ .

Sismo	Ángulo en $Sa\ accx(\theta)$		Ángulo en $Sa\ accy(\theta)$	
	$Tx=0$ s. o $PGA_x$	$T1x=0.89$ s.	$Ty=0$ s. o $PGA_y$	$T1y=1.04$ s.
1	51°	137°	141°	8°
2	35°	19°	125°	99°
3	11°	146°	101°	132°
4	82°	131°	172°	93°

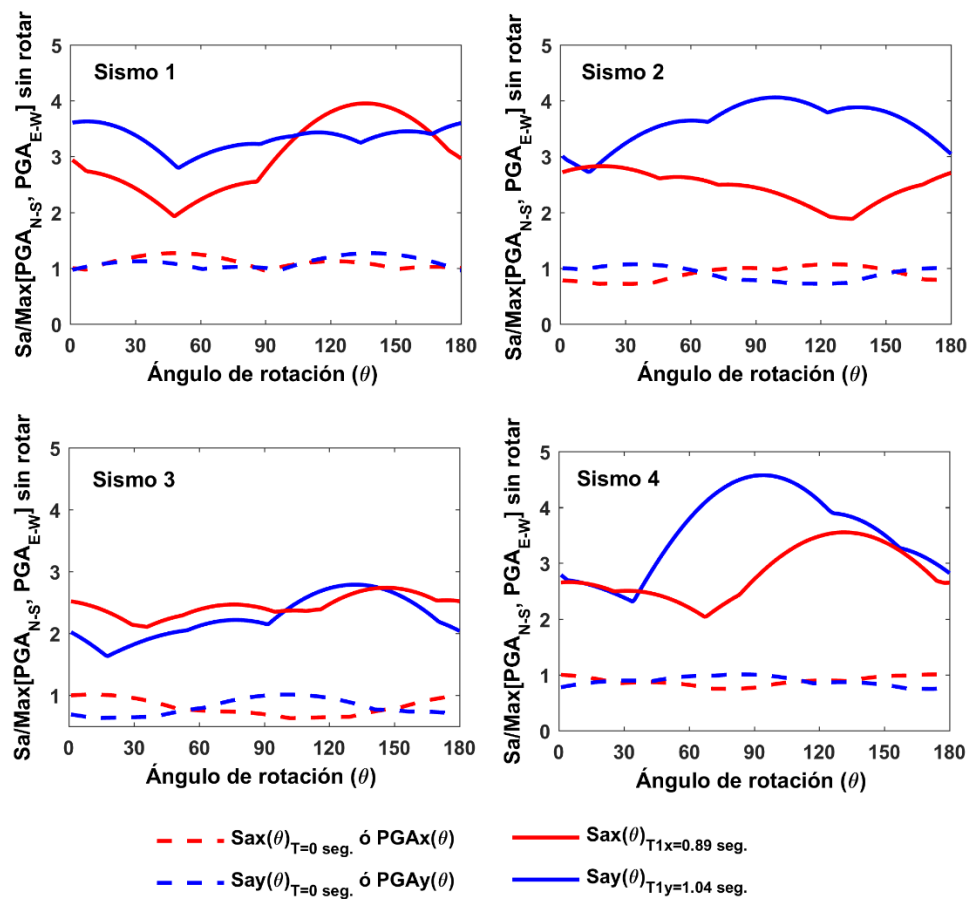


Figura 7-18 Variación de la aceleración espectral en función del ángulo de rotación ( $\theta$ ) para el  $T=0$  s. (PGA) y para los periodos  $T1x=0.89$  s. y  $T1y=1.04$  s. en los espectros  $Sa\ accx(\theta)$  y  $Sa\ accy(\theta)$  de cada sismo.

- Se obtienen el desplazamiento en el techo,  $\delta$ , del punto de capacidad por demanda (performance point) en la curva de capacidad X e Y para su respectivo conjunto de  $Sa\ accx(\theta)$  y  $Sa\ accy(\theta)$  de cada sismo. La novedad del enfoque aquí usado reside en el uso del balance de energía EBC (Mezzi et al. 2006; Leelataviwat et al. 2009) para cruzar los espectros de capacidad y de demanda. No obstante, se puede utilizar cualquier otra técnica para estimar el punto de capacidad

por demanda (PP) que se considere adecuada para el tipo de estructura. Es importante recordar que este método se basa en la relación entre el espectro de respuesta de energía del acelerograma y la curva de capacidad, convertida también a Energía Acumulada por Deformación (EAD). Ambas curvas deben expresarse en formato desplazamiento espectral – energía ( $S_d - E$ ) normalizadas por la energía en el punto de fluencia ( $E_y$ ) de la curva de capacidad. Los detalles de estas funciones de la energía y de cómo se calculan están descritos en el capítulo 4. Un ejemplo del resultado de aplicar esta técnica se muestra en la Figura 7-19.

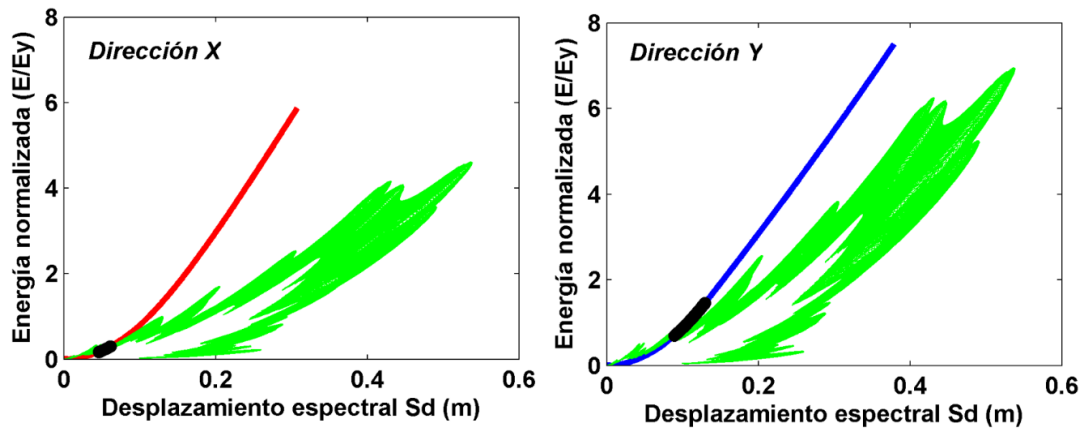


Figura 7-19 Ejemplo del método EBC para las curvas EAD en X e Y con los  $S_a \text{ accx}(\theta)$  y  $S_a \text{ accy}(\theta)$  del sismo 2 escalado a un PGA de 0.12 g.

6. El paso anterior se ha aplicado a los 4 sismos escalados para los dos PGA escogidos (0.12 y 0.22 g). Se obtiene la relación del ángulo de giro,  $\theta$ , con el desplazamiento en el techo,  $\delta$ , correspondientes al punto de capacidad por demanda (PP). Los resultados se muestran en la Figura 7-20.

### 7.3.2 Análisis dinámico no lineal

Ahora, se realiza el análisis del efecto de la orientación del edificio en su rendimiento, utilizando el análisis dinámico no lineal, NLDA. En este enfoque, las componentes horizontales de cada sismo se rotan grado a grado de 0 a 180° mediante la ecuación (7-1) y se introducen uno a uno en el NLDA. El análisis también se realiza para los 4 sismos escalados para los dos PGA escogidos (0.12 g y 0.22 g) en la técnica simplificada. Se obtienen la relación del ángulo de giro,  $\theta$ , con el desplazamiento en el techo,  $\delta$ . Los resultados se muestran también en la Figura 7-20, de manera que sean comparables con los obtenidos con la técnica simplificada. En la Tabla 7-5 se muestran los ángulos en los que se obtienen los mayores desplazamientos en X e Y en el edificio para los  $S_a \text{ accx}(\theta)$  y  $S_a \text{ accy}(\theta)$  de cada sismo con el NLDA y, en la Tabla 7-6, se muestran, para los 8 casos estudiados (2 intensidades de la PGA x 4 sismos) el máximo desplazamiento en el techo,  $\delta$ , obtenido y el  $\delta$  que se obtendría para las componentes sin rotar.

Tabla 7-5 Ángulos donde se presenta el mayor desplazamiento en X e Y considerando el efecto de la orientación del edificio en su rendimiento con el NLDA.

Sismo	PGA=0.12 g (zona lineal)		PGA=0.22 g (zona no lineal)	
	X	Y	X	Y
1	136°	6°	108°	0°
2	19°	99°	12°	157°
3	148°	132°	147°	136°
4	130°	84°	132°	99°

Tabla 7-6 Comparación del mayor desplazamiento en X e Y con el desplazamiento de las componentes sin rotar obtenido con el NLDA.

Sismo	PGA=0.12 g (zona lineal)				PGA=0.22 g (zona no lineal)			
	$\delta$ máx X (m)	$\delta$ comp. X sin rotar (m)	$\delta$ máx Y (m)	$\delta$ comp. Y sin rotar (m)	$\delta$ máx X (m)	$\delta$ comp. X sin rotar (m)	$\delta$ máx Y (m)	$\delta$ comp. Y sin rotar (m)
1	0.119	0.0835	0.1366	0.1363	0.1897	0.1661	0.2112	0.2112
2	0.0781	0.0756	0.1551	0.1140	0.1409	0.1354	0.2084	0.1911
3	0.0771	0.0703	0.1044	0.0734	0.1412	0.1253	0.1616	0.1217
4	0.0950	0.0767	0.1654	0.1062	0.1544	0.1429	0.2260	0.1774

De la comparación de la Tabla 7-4 y 7-5 se observa que la dirección o bien el ángulo donde se presenta la mayor aceleración espectral para el periodo  $T=0$  s. (correspondiente con el PGA del acelerograma), difiere del ángulo donde se presenta el mayor desplazamiento en X e Y del edificio; caso contrario con el ángulo determinado para la mayor aceleración del periodo  $T_{1x}$  y  $T_{1y}$ , donde son similares con el ángulo donde se presenta el mayor desplazamiento en X e Y respectivamente, sobre todo en los casos donde la estructura esta en zona no lineal, que prácticamente es el mismo ángulo. Por otra parte, obsérvese cómo en la Tabla 7-6, en algunos de los casos analizados se obtienen incrementos importantes, de hasta un 42% en los desplazamientos esperados tanto en X como en Y, si se considera el efecto de la orientación del edificio en su rendimiento.

### 7.3.3 Discusión de los resultados

Del estudio del efecto de la variación del rendimiento sísmico del edificio dependiendo de la orientación que éste tenga con respecto a la acción sísmica, se obtienen los siguientes resultados relevantes: i) comparando los resultados del método simplificado, basado en el NLSA, con los obtenidos mediante NLDA destacan dos aspectos: 1) en la zona lineal (para un PGA de 0.12 g) existe un buen acuerdo entre los resultados del NLSA y del NLDA y 2) en la zona no lineal (para un PGA de 0.22g) el acuerdo, aunque bueno, es menor (existen algunas diferencias en los desplazamientos obtenidos); en cualquier caso, el efecto de la orientación del edificio con respecto a la acción sísmica es bien detectado y consistente con ambos análisis tanto para acciones débiles como fuertes. ii) Se observa que el lado débil de la estructura, la dirección Y, es la que presenta los mayores desplazamientos, es decir, dependiendo del ángulo de orientación del edificio con respecto a la acción, ésta puede ser mucho más intensa, y, en consecuencia, cuando afecta a la dirección débil del edificio, el rendimiento esperado será mucho peor. iii) Se obtiene

una alta variabilidad en el rendimiento esperado en función de la orientación del edificio, como se muestra en la Tabla 7-6. iv) Existe una muy buena relación entre la dirección o ángulo donde se presenta la mayor demanda sísmica de un estudio de direccionalidad de un sismo para el periodo fundamental del edificio, con la dirección donde se obtiene el mayor desplazamiento, sobretodo en la zona lineal. Esta relación va disminuyendo o se pierde en la zona no lineal, lo que se atribuye a que, en esta zona el edificio empieza a tener daños en algunos de sus elementos, lo que causa un cambio en su rigidez y un aumento en su periodo fundamental, por lo tanto, la demanda sísmica correspondiente a su modo fundamental ya no será la que se estará aplicando en el edificio.

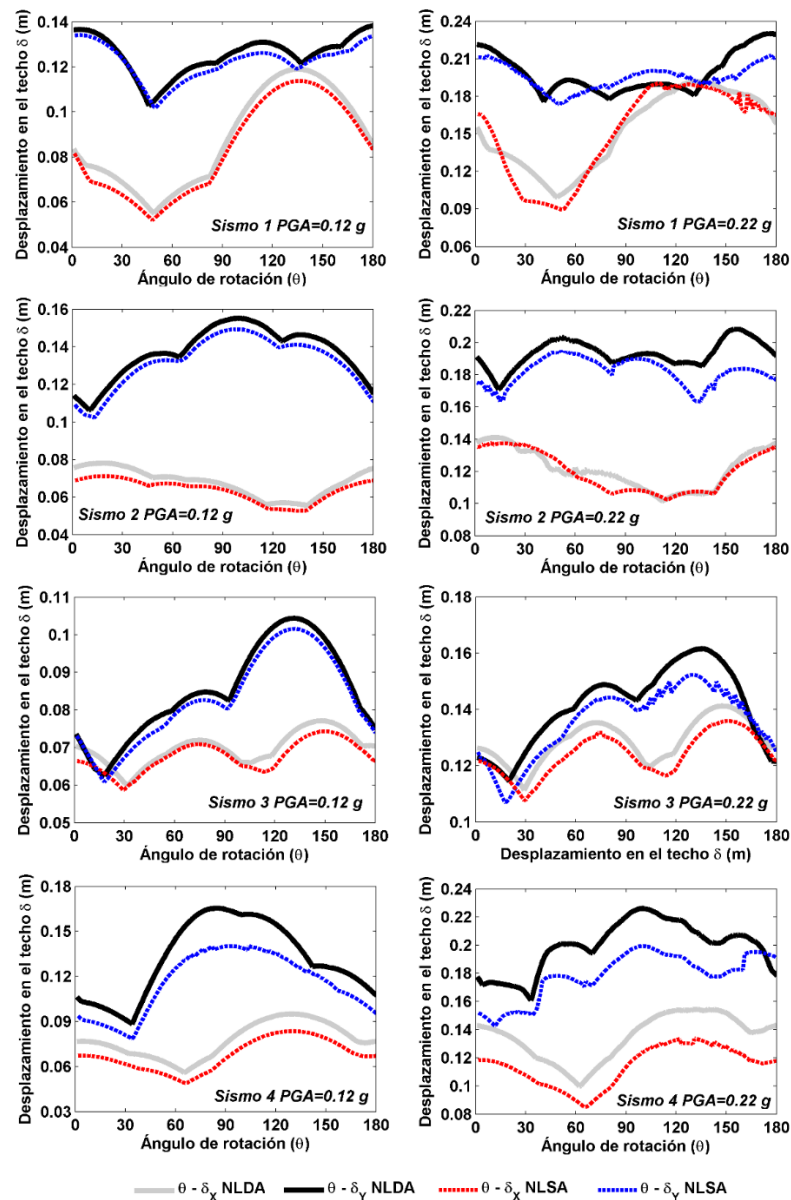


Figura 7-20 Relación  $\theta$ - $\delta$  obtenida del análisis de direccionalidad con el método simplificado y el método del NLDA para los 4 sismos escalados a los PGA de 0.12g y 0.22 g.



## 7.4 Resumen y conclusiones

En este capítulo se han abordado los dos temas siguientes: 1) los efectos de la orientación del sensor de registro en la intensidad sísmica y 2) Los efectos que la orientación del edificio con respecto a una acción sísmica específica tiene sobre el comportamiento y daño esperados. Los principales resultados obtenidos se resumen y discuten a continuación.

### *a) Direccionalidad de la acción*

El efecto de la direccionalidad en la acción sísmica ha empezado a estudiarse en las últimas décadas, y se considera relevante en el ámbito de la sismología para la ingeniería. El estudio de este efecto no había sido estudiado en México como ha sido abordado aquí, por lo que el análisis aquí presentado es pionero en la Ciudad de México.

El estudio se ha basado en una extensa base de datos de acelerogramas de México de los que se han seleccionado los registrados en la Ciudad de México, concretamente, se han usado 1277 registros (componentes N-S y E-W). Los acelerogramas fueron rotados para todos los ángulos no redundantes y, para cada ángulo de giro, se han calculado sus espectros de respuesta, lo que ha implicado el cálculo de 46 482 800 de respuestas ( $200 \text{ periodos} \times 91 \text{ ángulos} \times 2 \text{ componentes} \times 1277 \text{ registros}$ ). Posteriormente se han calculado los percentiles (pp) 0, 50 y 100 de las medidas independientes de la orientación del sensor, GMRotDpp y GMRotIpp. También se han obtenido valores medios y desviaciones típicas de los espectros, para las 6 zonas de la ciudad de México, lo que ha permitido comparar los resultados obtenidos con los espectros de diseño, la composición vectorial (VC) y la GM sin rotar. También se han calculado las ratios entre las medidas GMRotD50 y GMRotI50 y las ratios entre la GM sin rotar y las GMRotD50 y GMRotI50. Vale la pena mencionar que resultados preliminares de este estudio han sido publicados en Diaz et al (2015). A continuación, se muestran las principales conclusiones obtenidas: i) Con respecto a las ratios entre las cantidades analizadas, se han obtenido resultados comparables a los presentados por Boore et al. (2006) y Boore (2010); las ratios entre GMRotD50 y GMRotI50, en general, son muy cercanas a la unidad (como es esperable), mientras que las ratios entre la GM sin rotar y éstas, tienen una variación de entre un 1% y un 2% . En los casos aquí analizados y para todos los periodos, GMRotI50 es ligeramente mayor que GM sin rotar. ii) A pesar de que existe una diferencia pequeña entre la, GMRotI50 y la GM sin rotar, es recomendable utilizar las medidas independientes de la orientación en las leyes predictivas del movimiento del suelo, ya que, de esta manera, se disminuye la incertidumbre epistémica debida al desconocimiento de la orientación del sensor (Beyer y Bommer 2006). iii) Al comparar las ratios entre la GMRotD100 y las GMRotD50, GMRotI50 y la GM sin rotar, se han hallado variaciones en el rango entre el 5 y el 8 %. Pero las ratios entre VC y las GMRotI50, GMRotD50 y la GM sin rotar las variaciones pueden ser de hasta el 20%. Lo que pone de manifiesto la importancia de

no perder de vista la VC, dado que, en determinados casos, puede ser de interés conocer esta demanda máxima. iv) Si bien la VC tiene más sentido físico que la GM, ya que representa el máximo de la resultante de la respuesta de un sistema de dos grados de libertad, con propiedades idénticas en las dos direcciones ortogonales, cuando se excita de forma independiente por la aceleración del terreno, tal como ha sido registrada, con todo, hay que tomar esta medida con precaución, ya que representa la máxima intensidad posible, aunque poco probable, que afecte a un edificio dado. Sin embargo, su estudio y análisis se considera recomendable para dimensionar la importancia de considerar la VC para el diseño o evaluación del riesgo de estructuras especiales y/o de especial importancia. Vale la pena recordar aquí que esta medida es invariante a la rotación de los ejes del registro. v) Al comparar la ratio VC/GMRotI50 con la ROTD100/ GMRotI50 obtenida por otros investigadores, se observa que la aquí obtenida se aleja de las demás para periodos largos, lo que se atribuye a que este estudio se centra en una zona caracterizada por suelos blandos, mientras que las otras investigaciones promedian grandes regiones. Este efecto de suelo blando se ha comprobado mediante el análisis de una zona de mayor extensión que incluye registros de la zona centro y pacífico de México, obteniéndose relaciones similares a las de otros autores. vi) Los espectros de diseño de cada tipo de suelo se relacionan bien con los promedios de las medidas calculadas para la base de datos correspondientes; pero es importante tener en cuenta en el diseño sismo resistente que los efectos de direccionalidad de acciones individuales pueden inducir variaciones significativas (ver Figura 7-3); de forma que pueden superar los espectros de diseño para algunos periodos (ver Figura 7-12).

#### ***b) La orientación de los edificios***

En esta tesis se ha estudiado también el efecto de la orientación de los edificios en su rendimiento. Para ello se ha presentado el caso de estudio de un edificio de acero, de 4 pisos, para acciones sísmicas compatibles con las acciones de diseño de la Ciudad de México. Ello se ha hecho desde dos enfoques; primero, proponiendo y usando un método simplificado basado en el NLSA y el concepto de balance de energía EBC, que permite efectuar el cruce entre los espectros de capacidad y de demanda para hallar el punto de capacidad por demanda (PP) y segundo utilizando análisis dinámico no lineal, NLDA. Las principales conclusiones son: i) Analizando los desplazamientos obtenidos con ambos enfoques que consideran el efecto de la orientación del edificio con respecto a los acelerogramas aquí estudiados, se observa que la influencia de la orientación es relevante y significativa dado que, en algunos casos, las respuestas esperadas, se pueden incrementar hasta en un 42% dependiendo de la orientación que tenga el edificio con respecto al acelerograma aplicado. ii) El método simplificado proporciona resultados con una buena compatibilidad con los obtenidos usando el NLDA, qué es más sofisticado y costoso, por lo que se considera es una alternativa sencilla y rápida que permite en análisis del efecto de direccionalidad

en el rendimiento sísmico de edificios; sobre todo, cuando se espera que la respuesta incurra en la parte no lineal de la curva/espectro de capacidad. Es importante mencionar también que la adecuación del método propuesto está condicionada a la adecuación del método del espectro de capacidad; es decir, implica edificios/estructuras para los/las que su respuesta está dominada por el modo fundamental de vibración. iii) Los desplazamientos obtenidos (ver Figura 7-20) pueden usarse para realizar un análisis del daño esperado. Para ello basta aplicar, por ejemplo, los métodos propuestos en el proyecto RISK UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) o bien otros métodos como los aplicados o desarrollados en esta tesis. iv) Al considerar el efecto de la orientación del edificio en su rendimiento en la zona lineal, los mayores desplazamientos se obtendrán en el ángulo donde se presenta la mayor demanda sísmica de los espectros rotados para el periodo fundamental de cada dirección principal del edificio. Cuando la mayor demanda le toque a la dirección débil del edificio el rendimiento esperado será mucho peor.

Una conclusión general del estudio del efecto de direccionalidad en la acción sísmica y de la influencia que la orientación del edificio tiene sobre su rendimiento ante acciones sísmicas severas, es la relevancia e interés de ambos efectos ya que su estudio y análisis permiten, por una parte, mejorar las leyes predictivas del movimiento del suelo, y, por otra, afinar los estudios de evaluación del daño sísmico esperado en edificios y estructuras, tanto de forma individual, en edificios específicos, como de forma estadística, en estudios en poblaciones, grandes ciudades o extensas regiones.



## 8. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

### 8.1 Introducción

A lo largo de esta tesis, en la evaluación del rendimiento y daño sísmico esperado de las diferentes tipologías de edificios de acero para la Ciudad de México se han analizado 5 temas básicos, relacionados con: 1) la acción sísmica; 2) los edificios; 3) el análisis estructural no lineal probabilista, tanto estático (NLSA) como dinámico (NLDA); 4) métodos y técnicas innovadoras y 5) el efecto de la direccionalidad. En este capítulo se resumen las principales contribuciones de esta investigación, en referencia a cada uno de estos 5 puntos. Así, se exponen las conclusiones más relevantes obtenidas y las futuras líneas de investigación que se considera pueden desarrollarse, dando continuidad a los objetivos y resultados de esta tesis.

### 8.2 Principales contribuciones

La principal contribución de esta tesis es la propuesta e implementación de métodos de evaluación probabilista, estáticos y dinámicos no lineales, del rendimiento y daño sísmico esperados en diferentes tipologías de edificios de acero, para las acciones de diseño previstas en la Ciudad de México. Las acciones sísmicas y las propiedades mecánicas de los elementos estructurales de los edificios se han consideradas de forma probabilista. A continuación, se presentan las contribuciones más relevantes, estructuradas de acuerdo a los cinco temas básicos mencionados más arriba.

#### 8.2.1 Acción sísmica

Se ha analizado una muy extensa base de datos de acelerogramas de México, que cubre el periodo entre 1960 y 2014 y que consta de más de 15 400 registros (con 3 componentes cada registro), obtenidos en 547 estaciones. Tras un estudio de detalle, se ha extraído una sub-base de datos, con 6 031 registros de aceleración (3 componentes), obtenidos en 180 estaciones de la Ciudad de México, 1 363 de éstos tienen una PGA mayor o igual que 0.01 g y 1 277, de estos 1 363, garantizan, además, información para periodos inferiores a 10 s. Este importante número de acelerogramas, se ha clasificado de acuerdo a las 6 zonas sísmicas (6 tipos de suelo) previstas en la norma sísmica NTC-DF (2004) de la Ciudad de México. Un estudio posterior ha permitido seleccionar 4 acelerogramas (1 componente) para cada zona, de forma que sus espectros de respuesta fueran similares a los espectros de diseño correspondientes (disponiendo así de un total de 24 acelerogramas, 4 para cada una de las 6 zonas). Por otra parte, para abordar el análisis probabilista, se han generado, también para cada zona, 5 espectros de respuesta compatibles con los espectros de diseño, pero controlando ahora la correlación entre las ordenadas espectrales para diferentes periodos y también el error con respecto al espectro de diseño. Por otra parte, la conocida técnica del ajuste espectral, que se ha

reformulado completamente para este estudio, ha permitido obtener acelerogramas compatibles con los espectros así predefinidos. De esta forma, para cada zona sísmica, la aplicación del ajuste espectral usando los 4 acelerogramas correspondientes a la zona y los 5 espectros generados, ha hecho posible disponer de 6 juegos (uno para cada zona) de 20 acelerogramas, con espectros compatibles con el espectro de diseño, pero con la correlación, entre las ordenadas espectrales, y el error, con respecto al espectro objetivo, controlados, resultando un conjunto total de 120 acelerogramas (6 zonas x 20 acelerogramas en cada zona). Estos acelerogramas definen la acción sísmica a usar en los análisis probabilistas, tanto estáticos como dinámicos, ya que se dispone tanto de los espectros de respuesta como de las historias temporales. Se considera que la relevancia y el interés de este conjunto de acelerogramas trasciende el ámbito de este estudio, pues no dependen de los tipos de edificios estudiados y pueden ser de gran utilidad para otros estudios probabilistas en la Ciudad de México.

### **8.2.2 Edificios**

Se ha presentado una revisión de los sistemas estructurales usados en edificios de acero en zonas de peligrosidad sísmica. Concretamente en esta tesis se ha evaluado el rendimiento (performance) de 3 tipos de edificios estructurados con: 1) pórticos especiales resistentes a momento, SMF; 2) pórticos con riostras concéntricas especiales SCBF y 3) pórticos con riostras de pandeo restringido BRBF. Para cada tipo se han definido 3 edificios: de baja altura (3 pisos), de altura mediana (7 pisos) y altos (13 pisos), de manera que se han evaluado, mediante modelos 2D, 9 arquetipos de edificios de acero (3 tipos x 3 alturas). Se ha presentado el modelado estructural detallado de cada arquetipo, mediante el programa Ruaumoko 2D, para lo que se han definido las reglas de histéresis y sus principales variables que definen el comportamiento en cada elemento estructural (viga, columna y arriostre). En relación con los edificios, la contribución más relevante ha sido la implementación de una técnica para la generación de modelos probabilistas que incorporan la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales de cada arquetipo; esta generación de muestras aleatorias de las variables de resistencia y ductilidad de las reglas de histéresis de las vigas, columnas y arriostres, se ha basado en el método de Monte Carlo y el del Hipercubo latino, LHS. Concretamente se han generado 1800 modelos probabilistas (9 edificios x 200 muestras por edificio) que han servido para realizar la evaluación del rendimiento sísmico de los arquetipos mediante los análisis estructurales no lineales estático (NLSA) y dinámicos (NLDA).

### **8.2.3 Evaluación sísmica**

Se ha obtenido el rendimiento y daño sísmico esperados mediante los NLSA y NLDA de los 9 arquetipos de edificios de acero para acciones compatibles con los espectros de diseño previstos para la Ciudad de México. Para ello se han seguido dos enfoques: a) determinista, usando los valores

medios en resistencia y ductilidades de las secciones estructurales y b) probabilista, usando los 1800 modelos generados de acuerdo a las distribuciones de probabilidad supuestas para las variables probabilistas. De los resultados del enfoque probabilista se han obtenido valores de los percentiles 5, 50 y 95. Los resultados del enfoque determinista se han comparado con los del percentil 50 del análisis probabilista, mostrando que, para los casos aquí estudiados, tienen una buena concordancia; no obstante, el enfoque probabilista, al incorporar las incertidumbres, proporciona un panorama más completo del rendimiento y daño esperados. Los principales resultados de los análisis de cada arquetipo han sido los siguientes: 1) para el NLSA: i) curvas de capacidad; ii) espectros de capacidad; iii) curvas de fragilidad; iv) índice de daño medio IDM y v) mediante el método de balance de energía se obtenido los desplazamientos en el techo,  $\delta$ , del punto de capacidad por demanda (performance point) considerando el PGA como variable incremental de la acción sísmica; 2) para el NLDA mediante IDA: i) análisis de las incertidumbres de las variables de entrada, en relación con la respuesta estructural obtenida; ii) relación de PGA con el desplazamiento en el techo  $\delta$ , iii) relaciones de PGA con el índice de daño de Park y Ang, considerado como un promedio de los elementos dañados,  $IPAP$ , y como un promedio ponderado por la energía disipada de cada elemento dañado,  $IPAE$ ; iv) el índice de daño  $IPAE$ , respeta la conceptualización original del índice de Park y Ang, por lo que, se ha usado para analizar el daño esperado en los arquetipos en la zona de estudio y para definir umbrales de los estados de daño para generar curvas de fragilidad y el índice de daño medio IDM. Por otra parte, tanto para el NLSA como para el NLDA, con base en los resultados probabilistas de PGA de colapso, se han obtenido curvas de fragilidad de colapso y se estimó su probabilidad de colapso  $P|CFC_{Max(PGA)}$  y su frecuencia anual de colapso  $\lambda_C$  para la curva de peligrosidad sísmica probabilista de la zona de estudio. Finalmente, los resultados del rendimiento y daño sísmicos obtenidos con ambos métodos, NLSA y NLDA, se han comparado.

#### 8.2.4 Métodos innovadores para evaluaciones sísmicas

Una contribución novedosa de esta tesis es la implementación para edificios de acero de tres técnicas innovadoras útiles para la evaluación sísmica: i) un modelo paramétrico que ajusta la curva/espectro de capacidad con 5 parámetros independientes; ii) un índice de daño (Capacity Damage Index, CDI), basado en la combinación de la degradación de rigidez y en la pérdida de energía y iii) la propuesta de un nuevo índice de daño (Energy damage Index, EDI), basado en el balance energético debido a deformación y a procesos histeréticos. Estos dos índices de daño se obtienen de forma sencilla a partir de las curvas de capacidad y se calibran de forma que son compatibles con el índice de daño de Park y Ang obtenido a partir del IDA. El primero CDI está definido por la combinación, mediante un parámetro  $\alpha$ , de la función de rigidez secante  $K_N$  y la función de la energía disipada  $E_N$  y representa



bien el daño  $IPA_P$ ; el segundo, EDI, se define por la combinación, mediante un parámetro  $\eta$ , de la energía de deformación,  $E_{so}$ , y de la energía disipada por ciclos de histéresis  $E_D$  y representa bien el índice de daño  $IPA_E$ . Finalmente, la integración de estas tres técnicas en una plataforma informática, PSRv1.0, orientada a la estimación del riesgo sísmico probabilista se considera también una contribución novedosa y útil de estas técnicas.

### 8.2.5 Direccionalidad

El efecto de direccionalidad, tal como se ha abordado en esta tesis, es una contribución importante que permite mejorar la comprensión de los efectos de la direccionalidad de las dos componentes del registro acelerométrico, tanto en la amenaza como en el rendimiento (performance) y daño esperados en un edificio. En el caso de la amenaza se evalúa su efecto para acciones registradas en la Ciudad de México; obteniéndose espectros de respuesta independientes de la orientación del sensor (GMrotDpp y GMrotIpp), que se comparan con los espectros de diseño NTC-DF (2004), con el espectro de respuesta de la composición vectorial, VC, y con el de la media geométrica, GM, de las dos componentes horizontales sin rotar. En el caso del rendimiento y daño esperados se ha presentado una técnica que permite abordar el efecto de la direccionalidad de forma sencilla, que se basa, por una parte, en el análisis estático no lineal y, por otra, en el balance energético entre la curva de capacidad y el espectro de respuesta, para hallar el punto de capacidad por demanda. Esta técnica es comparada con los resultados que se obtienen mediante el NLDA.

### 8.3 Conclusiones

Las tres conclusiones principales de esta tesis son: i) el uso de sistemas de riostras de pandeo restringido puede ayudar a reducir la vulnerabilidad de los edificios de acero ubicados en un sitio de alta peligrosidad sísmica; ii) el enfoque probabilista en las evaluaciones del rendimiento y daño sísmicos esperados en edificios, así como la consideración de los efectos de direccionalidad mejora, de forma significativa, la estimación del riesgo sísmico en ciudades expuestas a sufrir daños por efectos de los terremotos y iii) el uso de técnicas simplificadas de cálculo que proporcionen resultados similares a los obtenidos con métodos de mayor complejidad, permite que los análisis probabilistas se realicen de forma sencilla y rápida. Ello puede facilitar que estos enfoques, más sofisticados pero que proporcionan una mayor información, tengan una mayor implantación en la práctica profesional de la ingeniería sísmica. Conclusiones más específicas de cada uno de los 5 aspectos básicos de esta tesis se describen a continuación.

### 8.3.1 La acción sísmica

- Con respecto a las acciones sísmicas se concluye que es interesante y relevante contar con buenas bases de datos de aceleración ya que éstas permiten un conocimiento realista de las acciones sísmicas esperadas y de las principales características de la peligrosidad sísmica, en nuestro caso, de la Ciudad de México. Esta riqueza de información y de datos ha permitido obtener un conjunto de acelerogramas que, a la vez, representan bien las acciones sísmicas esperadas y sus espectros de respuesta son compatibles con los espectros de diseño. Esto se ha conseguido implementando y aplicando el método de ajuste espectral probabilista PSM, que es una técnica sencilla y robusta, que permite incluir la incertidumbre asociada a la variabilidad en la acción sísmica, garantizando una buena compatibilidad con un espectro de respuesta objetivo, sea un espectro de peligrosidad uniforme, sea un espectro de diseño. Además, a nuestro entender, esta técnica, al no modificar los espectros de fase, tiene la ventaja de conservar las principales características temporales, como, por ejemplo, la duración, entre otras, de los acelerogramas reales que se usan como acelerogramas semilla.

### 8.3.2 Edificios

- El método Monte Carlo combinado con el muestreo por Hipercubo Latino, LHS, es una técnica que junto con el NLSA o el NLDA, permite determinar la respuesta sísmica estructural de los edificios, incorporando las variables de entradas con su respectiva distribución de densidades de probabilidad y la correlación existente entre ellas.
- La principal ventaja del LHS es que, al realizar un muestreo estratificado sin reemplazo, evitando repetir combinaciones, de manera que, con un menor número de muestras, se obtienen un modelo que represente adecuadamente la respuesta del sistema analizado.
- Un aspecto relevante y novedoso implementando en el Monte Carlo – LHS, fue el considerar para las variables probabilistas funciones de densidad de probabilidad truncadas en ambos extremos, de esta forma se logra que los valores que resulten del muestreo sean más realistas, evitando tener valores extremos muy altos o muy pequeños que, no representen la realidad del comportamiento esperado del elemento estructural.
- Las variables probabilistas de resistencia y ductilidad utilizadas en el Monte Carlo – LHS son las que definen completamente el comportamiento en cada elemento estructural (viga, columna y riostra) de los edificios de acero y muestran ser las que tienen una mayor influencia en la respuesta estructural, sobre todo la relacionada a la resistencia de fluencia  $f_y$ .

### 8.3.3 Evaluación sísmica

De la evaluación sísmica probabilista de los 9 arquetipos se derivan las siguientes conclusiones:

- Para los edificios aquí analizados tanto con el NLSA y NLDA, el uso de valores medios de los parámetros resistentes y de la acción sísmica en un análisis determinista, lleva a obtener resultados consistentes con el percentil 50 obtenido en el análisis probabilista, las pequeñas diferencias observadas se atribuyen a la variabilidad de las acciones sísmicas aplicadas en el análisis probabilista. Si bien el uso de aproximaciones deterministas lleva a resultados razonables, con toda la riqueza de información del análisis probabilista es mucho mayor, pues permite establecer la dispersión de los resultados.
- Para realizar una comparación entre sistemas estructurales, además de hacer la evaluación sísmica de los desplazamientos en cada uno, se debe tener en consideración la intensidad de la acción sísmica que llevará a tener estos desplazamientos, y el daño que produce la acción sísmica en cada sistema estructural; de esta manera se obtendrá un panorama completo del rendimiento sísmico esperado de cada uno y se podrá valorar adecuadamente sus ventajas y desventajas.
- La técnica del balance energético usada para la evaluación del rendimiento (performance) es una técnica alternativa, sencilla de implementar, que resulta ventajosa y de gran utilidad cuando se usan espectros de acelerogramas reales (no espectros suavizados), ya que evita inestabilidades en el cálculo del punto de capacidad por demanda (performane point).
- Un aspecto importante que también se ha puesto de manifiesto en trabajos de otros autores usando otros tipos de edificios es que las incertidumbres esperadas en la respuesta estructural son significativas, y están dominadas por las incertidumbres en la acción sísmica, si bien, las incertidumbres inducidas por la dispersión en las propiedades resistentes también son significativas. Además, esta dispersión aumenta al aumentar la intensidad sísmica; este efecto se atribuye a que, mayores intensidades sísmicas implican una mayor incursión en el comportamiento no lineal de la estructura.
- El  $IPA_E$  respeta la conceptualización original de ponderación por energía propuesta por Park y Ang (Park et al. 1985; Park y Ang 1985) y muestra proporcionar resultados mayores a los obtenidos con el  $IPA_P$  que proporciona de forma directa el programa Ruaumoko 2D. El parámetro  $\beta$  en el cálculo del índice de Park y Ang de cada elemento estructural es muy importante y resulta ser un parámetro muy sensible que debe ser calibrado para cada tipo de estructura y el valor que se le asigne determinará los valores que se obtendrán en el cálculo del  $IPA_E$  y  $IPA_P$  de la estructura.

- Las curvas de fragilidad y el grado o estado de daño medio (IDM) basados en los umbrales definidos a partir del IPAE, aunque comparan bien con los resultados obtenidos aplicando las directrices del proyecto Risk-UE, basadas en el espectro bilineal de capacidad, en nuestra opinión, representan una mejor estima del daño esperado en estructuras de acero; la propuesta Risk-UE, para acciones sísmicas intensas y grados de daño alto, pueden ser conservadora, ya que tiende a sobrestimar el daño.
- La evaluación del colapso, entendido como la tasa anual del estado de daño de colapso de una estructura, es un enfoque novedoso que permite cruzar los resultados de los análisis probabilistas de los edificios con la curva que define la peligrosidad sísmica del lugar de estudio. Este enfoque puede ser aplicado para diferentes niveles de intensidad, de esta manera se tendría  $P|CFC_{Max(PGA)}$  y  $\lambda_C$  para cada nivel, que podrían servir para estimar pérdidas económicas, humanas, costos de recuperación, etc.
- Los resultados de los NLSA y NLDA muestran un buen acuerdo, para los edificios aquí analizados. Este buen acuerdo se atribuye al hecho de que, dada la regularidad en planta y en altura de los edificios estudiados, la influencia de los modos superiores de vibración de las estructuras es poco significativo, siendo el modo fundamental el dominante. En general, este acuerdo es menor cuando la influencia de los modos superiores de vibración es significativa, lo que suele ocurrir en estructuras esbeltas y/o irregulares, para las que el análisis estático lineal clásico no proporciona buenos resultados. Sin duda, el NLDA incremental, IDA, es una herramienta potente y robusta que permite un sofisticado análisis sísmico no lineal. Como contrapartida, el NLDA – IDA probabilista, tiene un alto costo computacional, que se incrementa cuando, como en la Ciudad de México, las acciones sísmicas son de largas duraciones.
- Como resultado de la evaluación sísmica tanto con el NLSA y NLDA y para las acciones sísmicas aplicadas, se determina que los arquetipos BRBF, son los que mejor restringen los desplazamientos y soportan las mayores intensidades de PGA antes de dañarse. Los SCBF, restringen mejor los desplazamientos que los SMF y no comprometen sus elementos estructurales de vigas y columnas, pero, como contrapartida, sus riostras podrían presentar daños importantes. Los SMF presentan grandes desplazamientos y el daño se concentra en vigas y columnas. Para las acciones aquí ensayadas, el rendimiento de los 9 arquetipos es adecuado, aunque, en particular los SMF 13, muestran ser los sistemas más vulnerables, ya que podrían presentar daños leves para la zona de suelo muy blando de la Ciudad de México. Esta conclusión confirma que, para la Ciudad de México, el efecto de los suelos blandos que

amplifican las bajas frecuencias afectan más a los edificios altos, en este caso, con periodos entre 2 y 3 segundos.

### 8.3.4 Métodos innovadores para evaluaciones sísmicas

- La aplicación del modelo paramétrico a los edificios prototipo, confirman su robustez ya que éste ha sido aplicado con éxito a estructuras de hormigón armado (Pujades et al. 2015); de mampostería (Hidalgo-Leiva 2017) y, en esta tesis, a los 9 arquetipos de acero (Diaz et al. 2017b).
- Se expuso que el modelo paramétrico puede ser utilizado en estudios futuros como una herramienta para generar familias de curvas/espectros de capacidad generadas mediante los 5 parámetros de una sola curva/espectro de capacidad y de una variabilidad de cada parámetro predefinida; con lo cual se da una solución rápida para obtener un panorama probabilista. En esta labor los resultados obtenidos en esta tesis, de los valores medios, coeficientes de variación, COV y matriz de correlación de los 5 parámetros de cada arquetipo resultarán de mucha utilidad.
- El índice de daño basado en la curva de capacidad, CDI, de los arquetipos de pórticos, SMF, para las acciones sísmicas estudiadas ha mostrado una muy buena concordancia con el  $IPA_P$  mostrando que el daño se debe, en promedio, a contribuciones de la degradación de la rigidez secante y de la pérdida de energía del 70% y 30%, respectivamente.
- El índice de daño basado en análisis de energías, EDI, para los edificios de pórticos, SMF y para las acciones sísmicas estudiadas, ha mostrado una muy buena compatibilidad con el  $IPA_E$ , mostrando que el daño esperado se debe a una contribución, en promedio, del 56% de la energía de deformación y del 44% de la energía disipada por ciclos de histéresis.
- Para ambos índices de daño, CDI e EDI, es vital la correcta calibración de los parámetros,  $\alpha$  y  $\eta$  respectivamente, mediante análisis dinámicos ya que éstos definen las contribuciones relativas al daño de las dos funciones involucradas y que éstos valores, dependen de la acción sísmica considerada.
- El modelo paramétrico y los dos índices de daño ensayados valen para los edificios de acero estudiados, concluyendo que son herramientas útiles y eficientes para evaluaciones rápidas del daño esperado y, en particular, en aproximaciones probabilísticas, ya que pueden reducir el tiempo de cómputo, de forma significativa.
- La implementación de estas herramientas novedosas en una plataforma computacional permite realizar los análisis de daño esperado de forma rutinaria, contribuyendo a la difusión y uso generalizado de las mismas. En este sentido, se ha desarrollado un programa, PRSv1.0,

con el propósito de facilitar los cálculos y reducir los tiempos de cómputo en la estimación del riesgo sísmico, desde una perspectiva probabilista, además de introducir los nuevos métodos y técnicas usadas en esta tesis entre los profesionales de la ingeniería sísmica.

### 8.3.5 Direccionalidad

- Se ha observado la conveniencia y la importancia de analizar medidas de intensidad independientes de la orientación del sensor. Para las acciones sísmicas aquí analizadas y para la media geométrica, se concluye que la GMRotI50, difiere poco de la media geométrica sin rotar. Sin embargo, existen diferencias significativas entre esta medida y la GMRotI100 y la composición vectorial, VC, de las componentes.
- Los espectros de diseño de cada tipo de suelo se relacionan bien con GMRotI50, para la base de datos analizada; pero es importante tener en cuenta que, a efectos de evaluación del daño esperado en un edificio sometido a una acción sísmica específica, puede variar de forma importante por causa los efectos de direccionalidad.
- El método simplificado propuesto y utilizado para considerar el efecto de la direccionalidad en el rendimiento sísmico (performance) esperado de los edificios, resulta sencillo, requiere mucho menos tiempo de cálculo y proporciona resultados compatibles con los obtenidos mediante análisis dinámicos no lineales. Con todo, hay que tener en cuenta que esta técnica simplificada, basada en el cruce de espectros de capacidad y de demanda presupone que la respuesta estructural está dominada por el modo fundamental de vibración.
- El estudio del rendimiento esperado incorporando los efectos de direccionalidad en un edificio 3D sometido a una acción sísmica determinada, ponen de manifiesto una alta variabilidad en los desplazamientos y daños esperados (hasta del 42% en el caso estudiado en esta tesis) en función de la orientación del edificio. Es decir, dependiendo del ángulo de orientación del edificio con respecto a la acción, esta puede ser mucho más intensa y cuando afecta a la dirección débil del edificio el rendimiento esperado será mucho peor.
- Existe una muy buena relación entre la dirección o ángulo donde se presenta la mayor demanda sísmica para el periodo fundamental del edificio de un estudio de direccionalidad de las dos componentes horizontales de aceleración de un sismo, con la dirección donde se obtiene el mayor desplazamiento, sobretodo en la zona lineal.

### 8.4 Líneas futuras de investigación

Si bien se han cumplido con éxito los objetivos planteados en esta tesis, los resultados obtenidos van más allá, abriendo nuevas inquietudes, nuevas perspectivas y nuevos temas de investigación. En este apartado se revisan algunas líneas de investigación que se ha considerado pueden dar continuidad a

los trabajos realizados y fortalecerlos resultados obtenidos. Estas futuras líneas de investigación se detallan a continuación para cada uno de los 5 aspectos trabajados en esta tesis.

#### **8.4.1 Acción sísmica**

- Para capturarla complejidad de las acciones sísmicas fuertes se considera vital dimensionar adecuadamente las incertidumbres involucradas. La técnica implementada en esta tesis para generar acelerogramas compatibles con acciones sísmicas reales y con espectros de diseño con control de correlación y de error, que se ha llamado ajuste espectral probabilista PSM, si bien se considera suficiente y adecuado a los objetivos trazados, puede ser mejorado en dos aspectos concernientes a la correlación y al control de error: 1) desarrollo de matrices de correlación entre las aceleraciones espectrales de cada periodo para su uso en el muestreo Monte Carlo usando la técnica del hipercubo latino y 2) análisis de error en las acciones sísmicas esperadas, a partir de extensas bases de datos de acelerogramas correspondientes a la zona de estudio. Recuérdese que en esta tesis el error para cada período fue fijado en base a un criterio experto.
- Otro aspecto interesante es la contribución al daño de los procesos de deformación estructural y los de disipación por ciclos histeréticos, como se ha observado en los índices de daño CID y EDI. En esta tesis se han usado registros de la Ciudad de México, con características propias del sismos lejanos y suelos blandos que les confieren una larga duración. Se considera interesante realizar el análisis de daño usando registros de corta duración para los mismos espectros objetivo; ello contribuiría a establecer criterios sobre las contribuciones al daño de la deformación y de la disipación de energía histerética en función de la duración de los acelerogramas.

#### **8.4.2 Edificios**

- En esta tesis se ha considerado la variabilidad en la resistencia y en la ductilidad de los elementos estructurales, con valores medios, desviaciones estándar y correlaciones definidas a partir de estudios realizados por otros investigadores; se considera interesante poder disponer de datos experimentales, ensayos en laboratorio, sobre estas propiedades para los edificios estudiados. Ello redundaría en una mayor correspondencia entre los modelos y los edificios reales, aumentando la fiabilidad de los resultados. Concretamente para los casos aquí estudiados se consideran relevantes futuras investigaciones experimentales sobre las propiedades mecánicas de secciones de acero típicas de México.



- Se ha abordado el estudio probabilista y determinista de arquetipos regulares en planta y en altura en los que respuesta estructural está dominada por su modo fundamental. Los edificios se han modelado en 2D; se considera interesante abordar, en futuras investigaciones, estudios 3D de edificios irregulares y/o esbeltos, en los que intervengan efectos de torsión o la influencia de los modos superiores en la respuesta estructural sean significativos.

#### **8.4.3 Evaluación sísmica**

- En esta tesis se han evaluado edificios de acero usando acciones sísmicas, de larga duración registradas en suelos blandos, típicas de la Ciudad de México, resultando un rendimiento correcto de acuerdo a los criterios de diseño establecidos; en futuros estudios, se considera interesante aplicar los métodos, técnicas y algoritmos aquí implementados a la evaluación sísmica probabilista de otras tipologías de edificios. Este tipo de estudios, además, podría contribuir a mejorar la planificación de emergencias sísmicas y las medidas de prevención de daños y protección de la población ante el riesgo sísmico en la zona de estudio.
- El estudio de otras zonas de México con alta peligrosidad sísmica, como la costa del pacífico, donde, de acuerdo con la normativa CFE-SISMOS (2015), son esperables valores de PGA de hasta 0.6 g que podrían causar daños importantes a las estructuras aquí analizadas.
- En esta tesis las relaciones del rendimiento (performance) y daño se han analizado en función del PGA como variable incremental. Algunos investigadores proponen usar como variables de intensidad la aceleración espectral asociada al periodo fundamental de la estructura  $S_{aT_1}$ , se considera interesante analizar los resultados desde esta perspectiva.
- Se considera también de interés relevante, profundizar en el estudio de las incertidumbres y de las correlaciones entre las variables de entrada y de salida de los análisis estáticos y dinámicos no lineales. Ello puede ayudar a la toma de decisiones en relación a la elección de las variables a utilizar en la evaluación sísmica probabilista.
- Por último, se propone realizar la estimación del riesgo sísmico de las estructuras aquí analizadas mediante el cálculo de la  $P[CFC_{Max(PGA)}]$  y  $\lambda_C$  para diferentes intensidades y estimar así, para los arquetipos aquí estudiados, las pérdidas económicas y humanas esperadas y los costos y tiempos de reparación y recuperación, entre otros aspectos relacionados con el riesgo sísmico de la Ciudad de México.

#### **8.4.4 Métodos innovadores para evaluaciones sísmicas**

- Se sugiere realizar un estudio paramétrico que permita relacionar las características del sismo (duración, intensidad, etc.) o las del material y tipología estructural con los parámetros de

calibración  $\alpha$  y  $\eta$  del CDI y del EDI, respectivamente. Esto permitiría elegir un valor de calibración en función del sismo que se aplique o del tipo de estructura.

- Se espera que el programa PRSv1.0 sea una herramienta de cálculo que se utilice en futuros estudios probabilistas de otras tipologías de edificios y realizar versiones posteriores del programa con nuevos módulos y prestaciones. En este contexto, por ejemplo, se considera de implementación relativamente rápida y sencilla, incorporar funciones relacionadas con la estimación de costos y pérdidas humanas, entre otras.

#### **8.4.5 Direccionalidad**

- Es recomendable realizar estudios adicionales para dimensionar la importancia de considerar las medidas independientes de la orientación del sensor, sobre todo la composición cuadrática de las dos componentes horizontales para el diseño o para la evaluación del daño esperado para estructuras de especial importancia. Es conocido que los niveles de protección de estos edificios de importancia especial o esenciales en caso de emergencia, deben ser superiores a los de los edificios de importancia normal.
- Se considera de interés realizar estudios de direccionalidad en la amenaza para otras zonas de México, priorizando aquellas en las que la peligrosidad sísmica es más relevante.
- Se propone ensayar la técnica simplificada de análisis del efecto de la direccionalidad en el rendimiento sísmico con otras tipologías y más acciones sísmicas. Con lo que, se podrá mostrar su robustez de esta técnica.

## ANEXO A

En este anexo A, se muestra el uso del programa PSRv1.0 (Probabilistic Seismic Risk), este programa se desarrolló en Matlab (2015), pero para su ejecución no necesitan el programa Matlab, ya que es una versión independiente, que se ejecuta de forma directa en Windows. Su función es la estimación del riesgo sísmico, entendido como las frecuencias anuales de excedencia de cada estado de daño, desde un enfoque probabilista partiendo de un solo edificio y una curva probabilista de amenaza sísmica. A continuación, se muestra el funcionamiento del programa mediante un ejemplo.

Para usar el programa se debe definir el comportamiento de un edificio mediante su curva de capacidad y una amenaza sísmica mediante la curva de peligrosidad de un sitio; para el ejemplo que se abordará en este anexo, se toma como edificio de estudio, el caso determinista del arquetipo de edificio de acero de 3 pisos con sistema de pórticos resistente a momentos, SMF 3, que ha sido estudiado ampliamente en esta tesis y que se muestra en la Figura A-1. Sus principales características modales (periodo fundamental,  $T_1$ ; peso,  $W$ ; factor de participación modal,  $PF_1$  y coeficiente de participación de la masa  $\alpha_1$ ) se muestran en la Tabla A-1 y su respectiva curva de capacidad se muestra en la Figura A-2(a). Como amenaza sísmica, se utiliza la curva de peligrosidad sísmica mostrada en la Figura A-2(b) y que es obtenida del programa Prodisis v4.0 (CFE-SISMOS 2015) para la ciudad de Acapulco en la costa del pacifico de México y para la aceleración espectral del modo fundamental  $S_{aT_1}$  del edificio SMF 3.

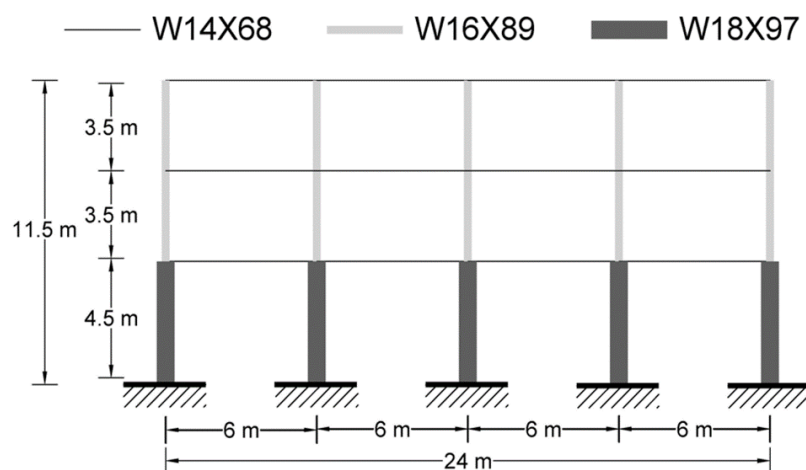


Figura A-1 Geometría y elementos estructurales del arquetipo de edificio para ejemplo en el PSRv1.0.

Tabla A-1 Valores  $T_1$ ,  $W$ ,  $PF_1$  y  $\alpha_1$  del edificio SMF 3.

Periodo fundamental, $T_1$ (s.)	Peso, $W$ (kN)	$PF_1$	$\alpha_1$
0.63	2373	1.29	0.89

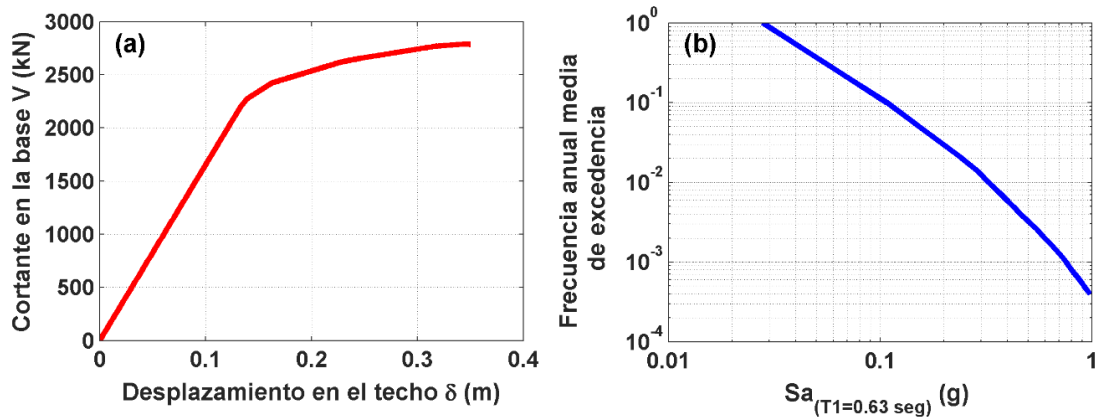


Figura A-2 (a) Curva de capacidad del edificio SMF 3 y (b) curva de peligrosidad sísmica probabilista de la ciudad de Acapulco, México para la aceleración espectral de  $T_1=0.63$  s.

El programa PSRv1.0 funciona mediante 5 interfaces gráficas o módulos: 1) NEW, 2) CAPACITY, 3) DAMAGE, 4) FRAGILITY y 5) RISK; cada módulo permite al programa ir avanzando en su metodología. En la Figura A-3 se muestra la pantalla de inicio y el menú de las interfaces del programa.



Figura A-3 Pantalla de inicio y menú de los módulos del programa PSRv1.0.

En el módulo NEW se ingresa un nombre para el proyecto que se va a analizar; entonces se genera una carpeta con el nombre ingresado; en esta carpeta se guardarán los archivos de resultados.

El módulo CAPACITY se compone de 3 secciones: 1) sección superior izquierda, donde el botón “Load” sirve para cargar la curva de capacidad a partir de un archivo de texto (.txt o .dat) de dos columnas; la primera columna debe contener el desplazamiento en azotea,  $\delta$  (en unidades de metros) y la segunda columna el cortante en la base,  $V$  (en unidades de kN). 2) Sección superior derecha, llamada “Parametric model”; en ésta se deben introducir 3 datos,  $W$ ,  $PF_1$  y  $\alpha_1$ ; entonces con el botón “Capacity spectrum”, el programa realiza los siguientes procesos: i) calcula el espectro de capacidad con base en la metodología presentada en la sección 4.3; ii) obtiene la parte lineal y no lineal del espectro de capacidad; iii) obtiene los 5 parámetros ( $T_1$ ,  $S_{a_u}$ ,  $S_{d_u}$ ,  $\mu$  y  $\sigma$ ) del modelo paramétrico con base en la metodología presentada en la sección 6.2 y 6.4, y iv) calcula el error cuadrático medio entre

el espectro de capacidad dado y el ajustado mediante el modelo paramétrico. 3) Sección inferior, llamada “*Probabilistic cases*”; aquí se obtiene una familia de espectros de capacidad generados con base en los 5 parámetros de un solo espectro de capacidad y de una variabilidad de cada uno de los cinco parámetros predefinida; la familia de espectros obtenida puede interpretarse como un panorama probabilista de los edificios del mismo tipo. De esta forma se generan  $N$  espectros de capacidad; para lo cual se introduce previamente el valor medio y coeficiente de variación, COV, de cada parámetro, así como una matriz de correlación entre los 5 parámetros. El botón “*Run*” genera mediante un muestreo de Montecarlo con hipercubo latino  $N$  muestras aleatorias con la dispersión y correlación indicada de cada uno de los 5 parámetros; estas muestras son utilizadas para generar los  $N$  espectros de capacidad.

Para el caso estudiado, se carga la curva de capacidad de la Figura A-2(a) y se utilizan los valores modales de la Tabla A-1 para obtener el espectro de capacidad; también, se calculan sus respectivos 5 parámetros del modelo paramétrico. Estos 5 parámetros se utilizan como valores medios para generar 200 casos probabilistas; el COV de cada parámetro se define con base en la Tabla 6-3 para el SMF 3. Para la matriz de correlación se considera que los parámetros  $T_1$  y  $S_{au}$  tienen una correlación de 0.95, y los parámetros  $S_{du}$  y  $\mu$  tienen una correlación de 0.9; valores obtenidos de la Tabla 6-4 para el SMF 3. En la Figura A-4 se muestra el módulo CAPACITY para el ejemplo estudiado. Importante mencionar que en la sección “*Parametric model*” y “*Probabilistic cases*” tienen el botón “*Export*” que permite guardar los datos y curvas generadas, en la carpeta del proyecto y que serán utilizados en los siguientes módulos. Además, el botón “*Print*” que permite guardar la pantalla en imagen (.tif). Estos dos botones están incluidos en todos los demás módulos.

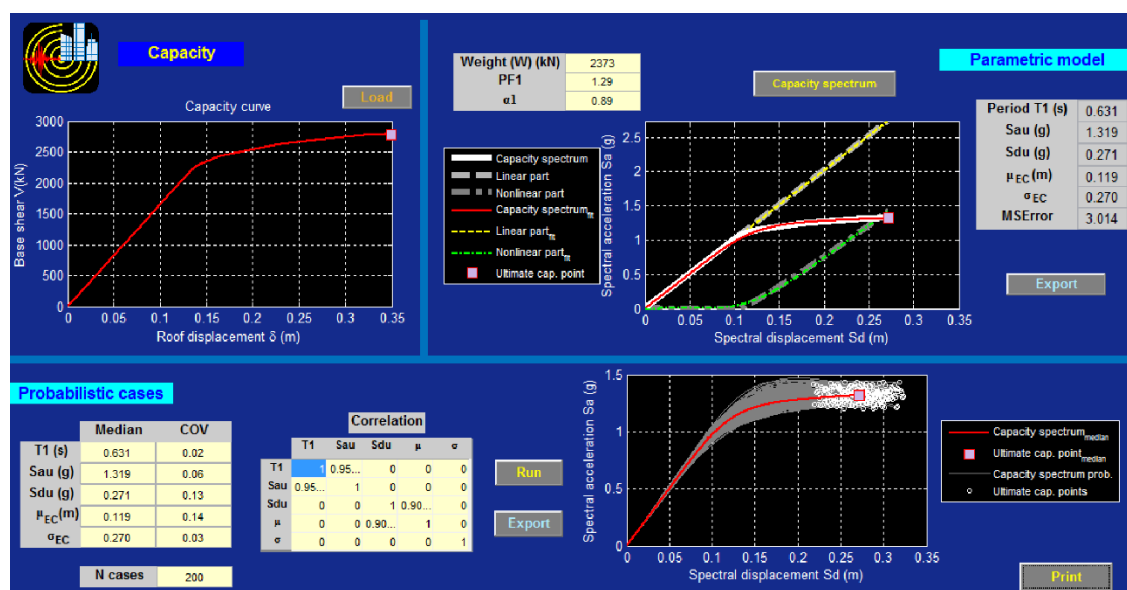


Figura A-4 Módulo CAPACITY del PSRv1.0.

El módulo DAMAGE obtiene para los  $N$  espectros de capacidad probabilistas generados, el índice de daño de capacidad (Pujades et al. 2015) con la opción “Capacity *Damage Index CDI*” y el índice de daño de energía con la opción “Energy *Damage Index EDI*”; el proceso de cálculo de ambos índices sigue los métodos desarrollados en la sección 6.3. Se debe proporcionar un valor para los parámetros de calibración  $\alpha$  y  $\eta$  respectivamente, así como un valor máximo esperado para cada índice de daño. Además de definir para cada índice, 4 umbrales de daño, que definirán los estados de daño leve, moderado, extensivo y completo. Estos 4 umbrales de daño son utilizados para que, mediante el cruce en cada CDI y EDI probabilista se obtenga su respectivo desplazamiento espectral,  $S_d$ . De esta forma tanto para el CDI y el EDI, se genera un conjunto de desplazamientos espectrales para cada estado de daño ( $S_{d_{Dsi}}$ ). Cada conjunto de  $S_{d_{Dsi}}$  representan la distribución probabilista que tendrán los desplazamientos espectrales para el correspondiente umbral de daño en el CDI y en el EDI.

Para el ejemplo seguido, para el CDI se asigna un  $\alpha=0.7$  y un valor máximo esperado para este índice de 0.6; para el EDI, se le asigna un  $\eta=0.62$  y un valor máximo esperado de este índice de 0.8, estos valores para ambos índices se definen con base en los valores medianos determinados de los casos probabilistas del SMF 3 estudiados en la sección 6.3. Ahora en lo que respecta a los umbrales de daño para el EDI al tener una semejanza con el índice de daño Park y Ang cuando se obtiene como un promedio ponderado de la energías disipada por cada elemento daño,  $IPAE$ , y que, el  $IPAE$ , como se discutió en el capítulo 5, respeta la conceptualización original del índice de Park y Ang, se seleccionan los valores utilizados en la sección 5.4 y 5.5, de 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 como los umbrales de daño leve, moderado, extensivo y completo, respectivamente y que han sido propuestos por las observaciones de daños realizadas por Park et al. (1985; 1987) y Cosenza y Manfredi (2000). Ahora en lo que respecta al CDI que mostró una buena compatibilidad con el índice de Park y Ang cuando se considera como un promedio general de los elementos dañados,  $IPAP$  (forma en que lo calcula para toda la estructura el programa Ruaumoko 2D), no pueden ser tomado los valores sugeridos anteriormente, por lo que, se proponen 4 valores de umbrales de daño de forma arbitraria (0.04, 0.15, 0.3 y 0.55 como los umbrales de daño leve, moderado, extensivo y completo, respectivamente), estos se proponen menores a los usados en el EDI, ya que, el valor máximo del CDI es menor que el del EDI. En investigaciones futuras resultaría interesante calibrar los umbrales de daño de cada índice y la relación que existe entre ambos. El módulo DAMAGE para el ejemplo que se está siguiendo, se muestra en la Figura A-5.

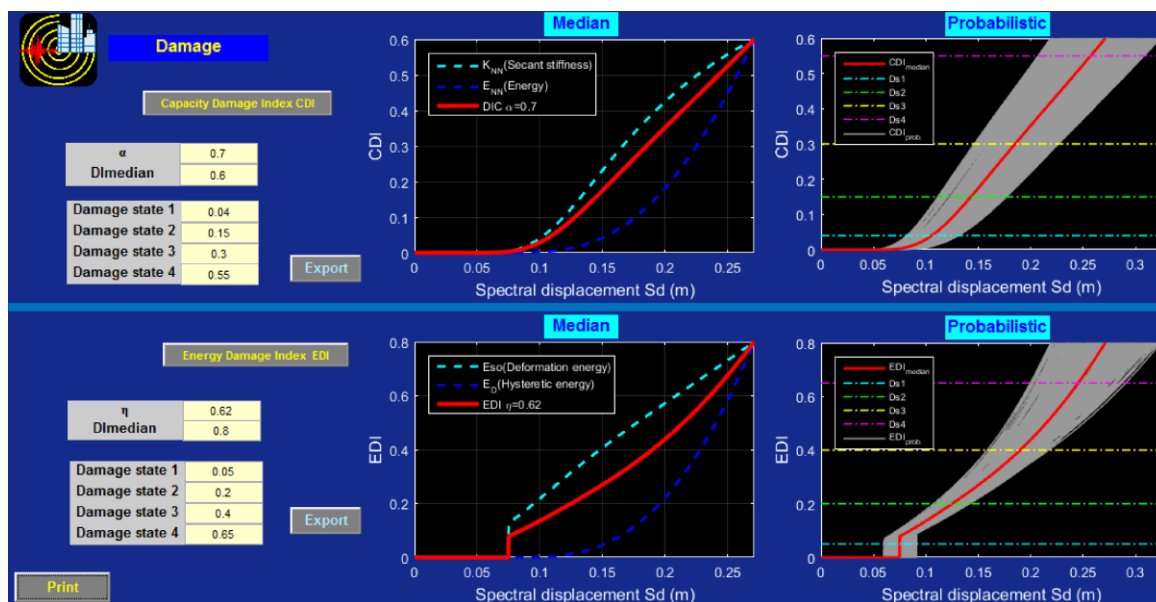


Figura A-5 Módulo DAMAGE del PSRv1.0.

El módulo FRAGILITY utiliza el conjunto de  $S_{dDs_i}$  probabilistas del CDI y del EDI para generar las curvas de fragilidad, FC. Cada conjunto de  $S_{dDs_i}$  probabilistas es ordenado de menor a mayor y se selecciona por mínimos cuadrados la función lognormal acumulativa que tenga el mejor ajuste. De esta forma, cada función lognormal acumulativa es una curva de fragilidad, FC, de cada nivel de daño y está completamente definida por un valor de  $\mu$  y  $\sigma$ . Las curvas de fragilidad que se obtienen son función del desplazamiento espectral. Con la opción “Fragility curve of the *CDI*” y “Fragility curve of the *EDI*” se obtienen 4 curvas de fragilidad (leve, moderado, extensivo y completo) para cada índice. En la Figura A-6 se muestra el módulo FRAGILITY para el ejemplo analizado.

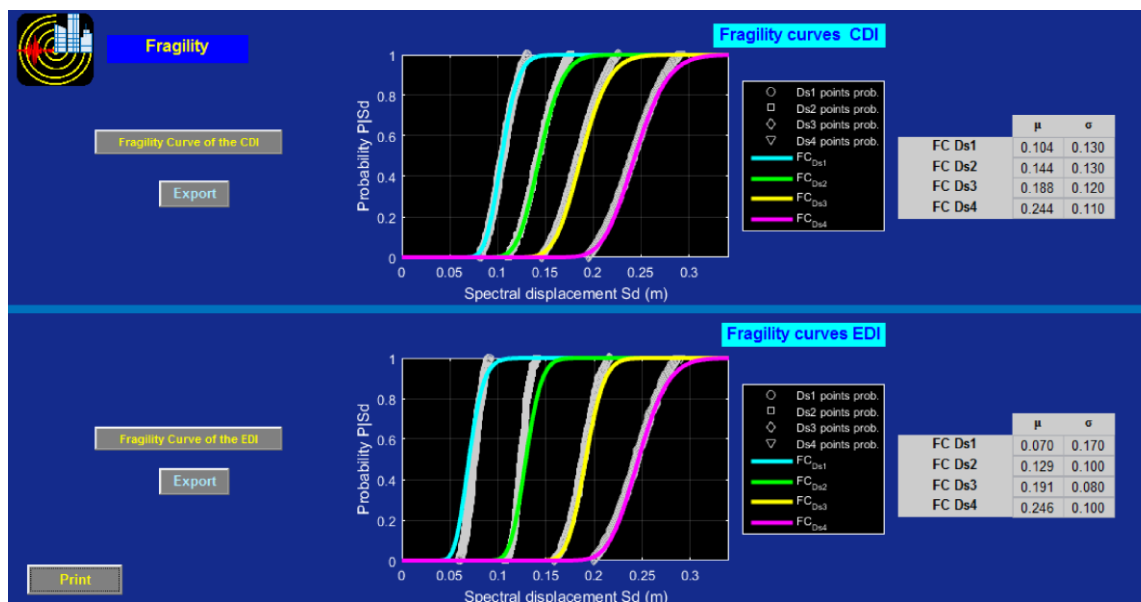


Figura A-6 Módulo FRAGILITY del PSRv1.0



Finalmente, en el módulo RISK se estima el riesgo sísmico del edificio que se estudia para una amenaza sísmica probabilista. Es decir, se calcula las frecuencias anuales de excedencia de cada estado de daño en el edificio para la amenaza sísmica definida por el usuario. Con el botón “Load” el usuario debe cargar la curva de peligrosidad sísmica de un sitio de interés, en un archivo de texto (.txt o .dat) de dos columnas, la primera columna con la aceleración espectral,  $Sa_{T1}$  (en unidades de g) del modo fundamental de la estructura que se está analizando y la segunda columna la frecuencia anual de excedencia (en unidades de 1/años). Ahora con base en la metodología presentada en la sección 6.4, se realiza la convolución de cada curva de fragilidad con la curva de peligrosidad, de esta forma se calculado para cada estado de daño la frecuencia anual de excedencia (Mean Frecuencia Anual, MAF) y se estima para un periodo de retorno,  $T$ , dado por el usuario, la probabilidad de que se exceda  $P(Dsi/T)$  para ese periodo de retorno los 4 estados de daño en cada índice de daño.

Para el caso de estudio se utiliza como curva de peligrosidad la mostrada en la Figura A-2(b) y que corresponde a la ciudad de Acapulco, México para la  $Sa_{T1}$  del arquetipo SMF 3 y se define un periodo de retorno de 50 años. El uso del módulo RISK para el caso particular de este ejemplo, se muestra en la Figura A-7. Si analizamos el estado de daño leve, el EDI tendría una probabilidad del 12.64% y el CDI del 3.32% de que se exceda en 50 años; mientras que en el estado moderado el EDI tendría una probabilidad del 1.33% y el CDI del 0.61% de que se exceda en 50 años. Los demás estados de daño tienen probabilidades de excedencia muy bajas. Importante recordar que el FEMA P-1050-1 (2015), para el estado de daño completo recomienda no exceder del 1% en 50 años, considerando este límite, para este ejemplo se tendría una muy alta probabilidad de que el daño leve e inclusive el daño moderado se presente en el edificio para la amenaza de la zona de estudio en 50 años.

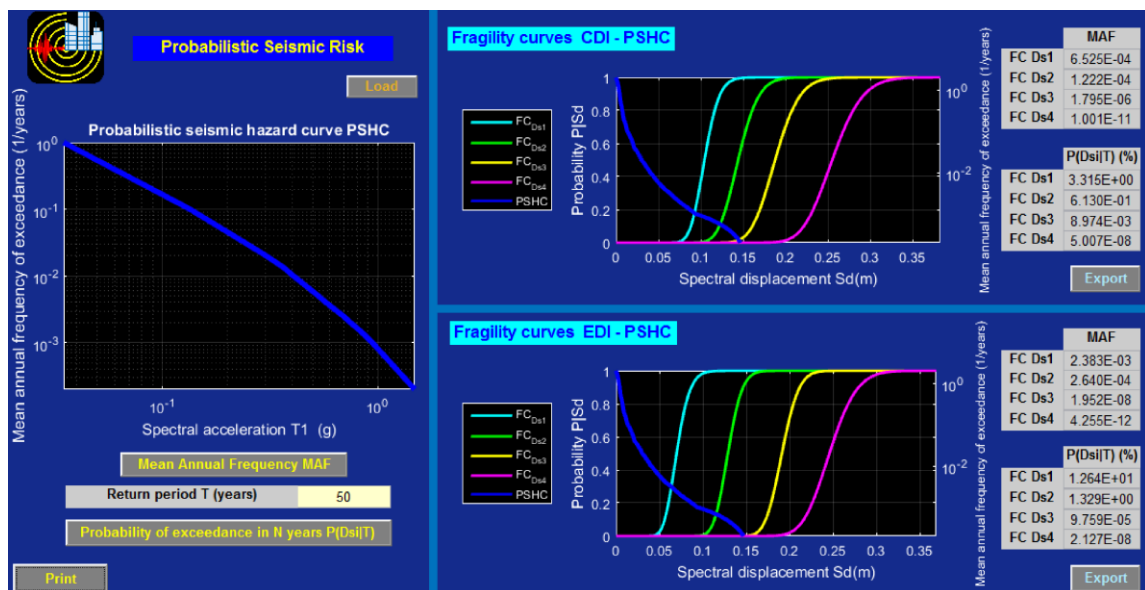


Figura A-7 Módulo RISK del PSRv1.0.

Como se ha mostrado en este anexo, el programa PSRv1.0 es herramienta prometedora, sencilla de usar y que pueden ser útil en evaluaciones rápidas del daño esperado y en particular, en aproximaciones probabilísticas, ya que, permite reducir significativamente los tiempos de computación involucrados en estos tipos de análisis. Además, en versiones futuras nuevos módulos y prestaciones pueden ser desarrollado. Por ejemplo, incorporar funciones relacionadas con la estimación de costos y pérdidas humanas, entre otras.



## REFERENCIAS

- Abrahamson N.A and Youngs R.R. (1992) A stable algorithm for regression analyses using the random effects model. *Bulletin of the Seismological Society of America* 82(1):505-510.
- Abrahamson NA; (1992) Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters* 63(1):30.
- Aguilar A. (2011) Evaluación probabilista del riesgo sísmico de edificios en zonas urbanas. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña.
- AIS. (2010). Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente. NSR-10. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, D. C., Colombia.
- Al-Bermani F.G.A, Zhu K and Kitipornchai S. (1995) Bounding-surface plasticity for non-linear analysis of space structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 38(5):797-808.
- Ambraseys N., Smit P., Douglas J., Margaris B., Sigbjornsson R., Olafsson S., et al (2004) Internet-Site for European Strong-Motion Data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. 45(3):113-129.
- ANSI/AISC 341-10 (2010) Seismic provisions for structural steel buildings. An American National Standard and American Institute of Steel Construction. 356 pp.
- ANSI/AISC 358-10 (2010) Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. An American National Standard and American Institute of Steel Construction. 178 pp.
- Arias A (1970) A measure of earthquake intensity. R.J. Hansen, ed. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, MIT Press, Cambridge, Massachusetts. MIT Press, Cambridge, Massachusetts. 438-483 pp.
- ASCE 7-10 (2010) Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA. 636 pp.
- ATC-40 (1996) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council. Redwood City, California. 346 pp.
- Baker J (2008) An Introduction to Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA). Baker Research Group. Stanford University. 72 pp.
- Baker J (2011) The conditional mean spectrum: a tool for ground motion selection. *Journal of Structural Engineering* 137(3):322-331.
- Banon H and Veneziano D (1982) Seismic safety of reinforced concrete members and structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 10(2):179-193.
- Barbat A.H., Carreño M.L., Pujades L.G., Lantada N., Cardona O.D. and Marulanda M.C. (2010) Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering*. 6(1-2):17-38.
- Bartlett F.M., Dexter R.J., Graeser M.D, Jelinek J.J, Schmidt B.J and Galambos T.V. (2003) Updating standard shape material properties database for design and reliability. *AISC Engineering Journal* 40(1):1-14.
- Bentley (2015) Staad pro (V8i) [Software]. USA: Bentley Systems, Inc. <https://www.bentley.com>
- Bermúdez C (2010) Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de Acero. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña.

- Bertero V (1992) Lessons learned from recent catastrophic earthquakes and associated research. En: 1° Conferencia Internacional Torroja, Instituto Torroja. Madrid.
- Bertero V. and Bozorgnia Y. (2004) The early years of earthquake engineering and its modern goal. En: *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-based Engineering*. Chapter 1, CRC Press. 17 pp.
- Beyer K. and Bommer J.J. (2007) Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading: a review of current practice and code provisions. *Journal of Earthquake Engineering* 11(Supplement 1):13–45.
- Beyer K. and Bommer J.J. (2006) Relationships between median values and between aleatory variabilities for different definitions of the horizontal component of motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 96(4A):1512-1522.
- Black C., Makris N. and Aiken I. (2002) Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained Unbonded Braces. PEER 2002/08 100. Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley. 115 pp.
- BMDSF (2000) Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. UNAM; CFE; CICESE; ICA; CIRS; CENAPRED; UAM y SMIS. México
- Bojorquez E., Reyes-Salazar A., Teran-Gilmore A. and Ruiz S.E. (2010) Energy-based damage index for steel structures. *Steel & Composite structures*. 10(4):331-348.
- Boore D.M. and Joyner W.B. (1984) A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals. *Bulletin of Seismological Society of America* 74(5):2035-2039.
- Boore D.M. (2010) Orientation-independent, nongeometric-mean measures of seismic intensity from two horizontal components of motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 100(4):1830-1835.
- Boore D.M., Joyner W.B. (1982) The empirical prediction of ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 72(6):S43-S60.
- Boore D.M., Watson-Lamprey J. and Abrahamson N.A. (2006) Orientation-Independent Measures of Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 96(4A):1502-1511.
- Bozorgnia Y., Abrahamson N.A., Al Atik L., Ancheta T.D., Atkinson G.M., Baker J.W., et al (2014) NGA-West2 research project. *Earthquake Spectra*. 30(3):973-987.
- Bozorgnia Y. and Bertero V. (2001) Improved shaking and damage parameters for post-earthquake applications. En: *Proceedings, SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*, Los Angeles. 1-22 pp.
- Bracci J.M., Reinhorn A.M., Mander J.B. and Kunnath S.K. (1989) Deterministic model for seismic damage evaluation of reinforced concrete structures. Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- BRI (1996) A survey report for building damages due to the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake. Building Research Institute Ministry of Construcción. Japan. 148-177 pp.
- Bruneau M., Uang C-M and Whittaker A. (1998) Ductile design of steel structures. Mc Graw-Hill. New York. USA. 928 pp.
- Budiman M (2014) Rutina de MATLAB lhs\_ima.mat. En Matlab. <https://es.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange> (última visita 2017.05.01).

- Burks L., Zimmerman R., and Baker J (2015) Evaluation of hybrid broadband ground motion simulations for response history analysis and design. *Earthquake Spectra* 31(3):1691-1710.
- Caicedo C., Barbat A.H., Canas J. y Aguiar R. (1994) Vulnerabilidad sísmica de edificios. Monografía CIMNE IS-6, UPC-Barcelona, España.
- Campbell K.W. and Bozorgnia Y. (2007) Campbell-Bozorgnia NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters. PEER Rep 2007/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center. 238 pp.
- CANACERO (2016) Infografía de la industria del acero en México. Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero. Disponible en: <http://canacero.org.mx> (última visita 2017.02.17).
- Carr A.J. (2002) Ruaumoko 2d y 3d Inelastic Dynamic Analysis Program (Version 2007) [Software]. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. <http://www.civil.canterbury.ac.nz/ruaumoko>
- CEN (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004. Comité Européen de Normalisation, Brussels. 231 pp.
- CFE-SISMOS (2015) Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismos. Comisión Nacional de Electricidad, México. 745 pp.
- Chandramohan R., Baker J.W. and Deierlein G.G. (2016) Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records. 32(2):927-950.
- Chávez-García F.J and Bard P-Y. (1994) Site effects in Mexico City eight years after the September 1985 Michoacan earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 13(4):229-247.
- Chen L. and Tirca L. (2013) Simulating the seismic response of concentrically braced frames using physical theory brace models. *Open Journal of Civil Engineering*, 3:69-81.
- Chopra, A. K., and Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Eng. Struct. Dyn*, 31(3):561-582.
- Chopra A and Goel R. (1999) Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. *Earthquake Spectra*. 15(4):637-655.
- Chopra A.K. (1995) Dynamics of structures-theory and applications to earthquake. First edition Prentice-Hall. Englewood Cliffs, New Jersey. 944 pp.
- Clough R. and Penzien J. (1994) Dynamics of Structures. Second edition. 752 pp.
- Cosenza E. and Manfredi G. (2000) Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. 2(1):50-59.
- Cosenza E., Manfredi G. and Ramasco R. (1993) The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 22:855-868.
- Crisafulli F.J. (2013) Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 3ra. edición. Asociación Latinoamericana del Acero. Mendoza, Argentina. 124 pp.
- Díaz S.A., Pujades L.G., Barbat A.H., Hidalgo-Leiva D.A. y Vargas Y.F. (2017a) Análisis dinámico probabilista de edificios de acero sometidos a sismos de larga duración. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería*. (DOI: 10.23967/j.rimni.2017.5.004).

- Diaz S.A., Pujades L.G., Barbat A.H., J.R. González-Drigo y Hidalgo-Leiva D.A. (2017b) Capacity parametric model and damage index for steel buildings. A probabilistic approach. Paper N° 0013, 16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile.
- Diaz S.A., Pujades L.G., Barbat A.H y Hidalgo-Leiva D.A. (2015) Efecto de la direccionalidad en la amenaza sísmica de la ciudad de México. En: 20<sup>th</sup> Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México. Acapulco, Guerrero. ISSN: 2448-5721.
- Dicleli M. and Calik E.E. (2008) Physical theory hysteretic model for steel braces. *Journal of Structural Engineering*. 134(7):1215-1228.
- DiPasquale E. and Cakmak A.S. (1990) Seismic damage assessment using linear models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 9(4):194-215.
- Douglas J. (2003) Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates. *Earth Science Reviews*. 61:43-104.
- Dowrick D. (2003) Earthquake risk reduction. John Wiley & Sons, Ltd. Chapter 1. 14 pp.
- Fajfar P. (2000) A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*. 16(3):573-592.
- FEMA – HAZUS99 (2016) Multi-hazard loss estimation methodology. Earthquake model. Hazus® MH 2.1. Technical manual. 718 pp. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. Available at: <https://www.fema.gov/hazus-mh-user-technical-manuals> (last visited: 2016.12.11)
- FEMA P-1050-1 (2015) NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. 555 pp.
- FEMA P-58-1 (2012) Seismic performance assessment of buildings. Applied Technology Council and Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C. Vol 1. 278 pp.
- FEMA P695 (2009) Quantification of building seismic performance factors. Applied Technology Council and Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C. 429 pp.
- FEMA 355C (2000) State of the art report on system performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. SAC Joint Venture Partnership for the Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C. 334 pp.
- FEMA 356 (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C. 519 pp.
- FEMA 267 (1995) Interim guidelines: evaluation, repair, modification, and design of welded steel moment frame structures (SAC Report 95-02). Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. 415 pp.
- Fragiadakis M. and Vamvatsikos D. (2010) Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 39:683-703.
- Freeman S.A. (1998) The capacity spectrum method as a tool for seismic design. In: *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Paris.
- Fujimoto M., Aoyagi T., Ukai K., Wada A and Y Saito K. (1972) Structural characteristics of eccentric K-braced frames. *Trans AIJ* 195:39-49.
- Gasparini D. and Vanmarcke E. (1976) Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. Massachusetts: M.I.T. The Earthquake Engineering Online Archive NISEE e-Library. PEER.



- Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., et al. (2006) An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*. 10(Special Issue 1):67-89.
- Hidalgo-Leiva D.A. (2017) Análisis estructural probabilista orientado a evaluación del daño sísmico con aplicaciones a tipologías constructivas empleadas en Costa Rica. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Huang Y., Whittaker A.S. and Luco N. (2011) Establishing maximum spectral demand for performance-based earthquake engineering. United States Geological Survey, Reston, VA collaborative research with the University at Buffalo and the USGS, USGS Technical Report: Award Number 08HQGR00.
- Hurtado J.E. and Barbat A.H. (1998) Monte Carlo techniques in computational stochastic mechanics. *Archives of Computational Methods in Engineering*. 5(1):3-29.
- Ibarra L.F., Medina R.A. and Krawinkler H. (2002) Collapse assessment of deteriorating SDOF systems. In: *Proceedings, 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, Elsevier Science Ltd, paper #665.
- Ibarra L.F., Medina R.A. and Krawinkler H. (2005) Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 34(12):1489-1511.
- Idota H., Guan L. and Yamazaki K. (2009) Statistical correlation of steel members for system reliability analysis. In: *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR)*. Osaka, Japan,
- Ikeda K. and Mahin S.A. (1986) Cyclic response of steel braces. *Journal of Structural Engineering*. 112(2):342-361
- Iman R. and Conover W. (1982) A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables. *Communication in Statistics-Simulation and Computation B*. 11(3):311-334.
- IMSA-MEX (2004) Manual de instalación de Losacero. Grupo IMSA / División Acero, Industrias Monterrey SA de CV; México <http://grupo-imsa.com/>
- Jaquess T.K. and Frank K.H. (1999) Characterization of the material properties of rolled sections. Technical report for SAC Joint Venture, University of Texas. Austin, Texas.
- Kamaris G.S., Hatzigeorgiou G.D. and Beskos D.E. (2013) A new damage index for plane steel frames exhibiting strength and stiffness degradation under seismic motion. *Engineering Structures* 46:727-736.
- Kazantzi A.K., Righiniotis T.D. and Chryssanthopoulos M.K. (2008) Fragility and hazard analysis of a welded steel moment resisting frame. *Journal of Earthquake Engineering*. 12(4):596-615.
- Kazantzi A.K., Vamvatsikos D. and Lignos D.G. (2014) Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty. *Engineering Structures journal*. 78:69-77.
- Krawinkler H. (1978) Shear design of steel frame joints. *Engineering Journal/ASCE* 15(3):82-91.
- Krawinkler H and Zohrei M. (1983) Cumulative damage in steel structure subjected to earthquake ground motions. *Computers and Structures* 16(1-4):531-541.
- Lagomarsino S. and Giovinazzi S. (2006) Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 4(4):415-443.

- Lam N., Wilson J. and Hutchinson G. (2000) Generation of synthetic earthquake accelerograms using seismological modelling: a review. *Journal of Earthquake Engineering*. 4(3):321-354.
- Lantada N., Irizarry J., Barbat A.H., Goula X., Roca A., Susagna T. and Pujades L.G. (2010) Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 8:201-229.
- Lantada N., Pujades L.G., Barbat A.H. (2009) Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Natural Hazards*. 51(3):501-524.
- Lee P-S and Noh H-C (2010) Inelastic buckling behavior of steel members under reversed cyclic loading. *Engineering Structures*. 32(9):2579-2595.
- Leelataviwat S., Saewon W. and Goel S.C. (2009) Application of energy balance concept in seismic evaluation of structures. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 135(2):113-121.
- Lee S.S., and Goel S.C. (2001). Performance-based design of steel moment frames using a target drift and yield mechanism. Research Rep. No. UMCEE 01-17, Dept. of Civil and Environmental Engineering Univ. of Michigan, Ann Arbor, Mich.
- Lignos D.G. and Krawinkler H. (2013) Development and utilization of structural component databases for performance-based earthquake engineering. *Journal of Structural Engineering* 139(8):1382-1394.
- Lignos D.G. and Krawinkler H. (2011) Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*. 137 (11):1291-1302.
- Luttrell L. (2004) Diaphragm design manual. Third edition. Steel Deck Institute – SDI, EUA. 294 pp.
- Mahin S.A. (1998) Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake. *Engineering Structures* 20(4-6):261-270.
- Málaga-Chuquitaype C. and Elghazouli A.Y. (2012) Evaluation of fatigue and Park and Ang damage indexes in steel structures. In: 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon Portugal.
- MATLAB (2016) MATrix LABoratory R2016b. The Language of Technical Computing. <https://www.mathworks.com/products/matlab.html>
- McGuire R.K. (2004) Seismic hazard and risk analysis. Institute Earthquake Engineering Research. Oakland, CA. 240 pp.
- McKay M.D., Conover W.J. and Beckman R. (1979) A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code *Journal Technometrics* 21(2):239-245.
- Merritt S., Uang C-M. and Benzoni G. (2003) Subassemblage testing of STAR SEISMIC buckling-restrained braces. Report No. TR-2003/04, University of California, San Diego, La Jolla, CA. 167 pp.
- Mezzi M., Comodini F., Lucarelli M., Parducci, A. and Tomassoli E. (2006) Pseudo-energy response spectra for the evaluation of the seismic response from pushover analysis. In: First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, Switzerland. Paper Number: 1183.
- Milutinovic Z. and Trendafiloski G. (2003) RISK-EU: an advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP04 Vulnerability of current buildings. 111 pp.

Miranda E., Eads L., Davalos H. and Lignos D. (2017) Estimation of the probability of collapse of structures. In: 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017. Santiago Chile. Paper N° 2441. pp 1-11

Montanstahl (2017) Special profiles in steel. España Disponible en <https://www.montanstahl.com/es/productos/perfiles-estructurales-de-acero-inoxidable/perfiles-en-i-de-acero-inoxidable/> (última visita 2017.05.08).

Naeim F., Alimoradi A. and Pezeshk S. (2004) Selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithms. *Earthquake Spectra*. 20(2):413–426.

NEHRP (2009) NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA P-750. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. 390 pp.

Newmark N.M. and Hall W.J. (1982) Earthquake spectra and design. Earthquake Engineering Research Institute. Berkeley, California. USA. 103 pp.

Novak A.S. and Collins K.R. (2000) Reliability of structures. McGraw-Hill. 329 pp.

NTC-DF (2004) Norma técnica complementaria del Distrito Federal. México Tomo I y II. 586 pp.

Okazaki T., Midorikawa M., Love J., Lignos D. and Ricles J. (2011) Effects of the 2011 Tohoku Japan Earthquake on Steel Structures. Earthquake Engineering Research Institute. Available at: <http://www.eqclearinghouse.org/2011-03-11-sendai/2011/08/03/eeri-steel-structures-reconnaissance-group/> (last visited: 2017.02.17)

Ordaz M., Aguilar A. and Arboleda J. (2015) CRISIS2015. Program for computing seismic hazard. was developed at Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico. <https://sites.google.com/site/codecrisis2015/home>

Ordaz, M., Arboleda J. and Singh S.K. (1993) Un nuevo método para simular acelerogramas sintéticos usando registros de sismos pequeños como funciones de Green empíricas. En: X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Pto Vallarta, Jalisco, México. 28-35 pp.

Ordaz M., Miranda E., Reinoso E. and Pérez-Rocha L. (2000) Seismic loss estimation model for Mexico City. In: 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand. Paper Number: 1902.

Palmer K.D., Christopoulos A.S., Lehman D.E. and Roeder C.W. (2014) Experimental evaluation of cyclically loaded, large-scale, planar and 3-d buckling-restrained braced frames. *Journal of Constructional Steel Research* 101:415-425.

Park Y-J. and Ang A.H.-S. (1985) Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 111(4):722-739.

Park Y-J., Ang A.H.-S. and Wen Y.K. (1985) Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 111(4):740-757.

Park Y-J., Ang A.H.-S. and Wen Y.K. (1987) Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake Spectra*. 3(1):1-26.

PEER/ATC 72-1 (2010) Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Applied Technology Council and Pacific Earthquake Engineering Research Center. 242 pp.

Pinzón L.A., Hidalgo-Leiva D.A., Pujades L.G. (2015) Medidas de intensidad sísmica independientes de la orientación del sensor: aplicación a una base de datos con acelerogramas de Costa Rica, El Salvador y Nicaragua. *Rev I+D Tecnológico* 11:55-67.

- Popov E.P., Engelhardt M.D. and Ricles J.M. (1989) Eccentrically braced frames: U.S Practice. 3rd U.S.—Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practice in Tokyo.
- Powell G.H. and Allahabadi R. (1988) Seismic damage prediction by deterministic methods: Concepts and procedures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 16(5):719-734.
- Power M., Chiou B., Abrahamson N.A., Bozorgnia, Y., Shantz T. and Roblee C. (2008) An overview of the NGA project. *Earthq Spectra* 24(1):3-21.
- Pujades L.G., Barbat A.H., Gonzalez-Drigo J.R., Avila J. and Lagomarsino S. (2012) Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain). *Bulletin of Earthquake Engineering*. 10(1):331-349.
- Pujades L.G., Vargas-Alzate Y.F, Barbat A.H, González-Drigo J.R (2015) Parametric model for capacity curves. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 13(5):1347-1376.
- Quiroga C y Reinoso E. (2004) Evaluación de los daños del sismo del 19 de septiembre de 1985 a la luz de nuevos datos y estudios y con ayuda de sistemas de información geográfica. En: XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. SMIE.
- RACM (2014) Red Acelerográfica de la Ciudad de México. Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. Ciudad de México. [http://www.cires.org.mx/racm\\_es.php](http://www.cires.org.mx/racm_es.php)
- Remennikov A.M and Walpole WR (1997a) Concentrically-braced steel systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 26:859-874.
- Remennikov A.M and Walpole W.R (1997b) Modelling the inelastic cyclic behaviour of a bracing member for work-hardening material. *International journal Solids Structures*. 34(27):3491-3515.
- Romero P., Reaveley L., Miller P. and Okahashi T. (2007) Full scale testing of WC series buckling-restrained braces. Final Report By Department of Civil & Environmental Engineering The University of Utah. 44 pp.
- Roufaiel M.S.L. and Meyer C. (1987) Analytical modeling of hysteretic behaviour of R/C frames. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 113(3):429-457.
- Rubinstein R.Y. (1981) *Simulation and the Monte Carlo method*, 2nd Edition John Wiley. New York. 372 pp.
- Rupakhety R and Sigbjörnsson R (2013) Rotation-invariant measures of earthquake response spectra. *Bull Earthq Eng* 11(6):1885-1893.
- Sabelli S. and Bruneau M (2006) Design guide 20: steel plate shear walls. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL. 145 pp.
- SAC (1995) Analytical and field investigations of buildings affected by the Northridge earthquake of January 17, 1994. Report No. SAC-95-04, prepared by SAC Joint Venture, a partnership of SEAOC, ATC and CUREE. Institute. Available at: <http://www.sacsteel.org/library/reports/sum95-04.html> (last visited: 2017.02.17)
- Satyarno I. (2000) Adaptive pushover analysis for the seismic assessment of older reinforced concrete buildings. Doctoral Thesis. Department of Civil Engineering, University of Canterbury. 311 pp.
- Schmidt B.J and Bartlett F.M. (2002) Review of resistance factor for steel: data collection. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 29:98-108.
- Seismosoft (2016a) SeismoArtif. Earthquake Engineering Software Solutions. <http://www.seismosoft.com/seismoartif>

- Seismosoft (2016b) SeismoMatch. Earthquake Engineering Software Solutions. <http://www.seismosoft.com/seismomatch>
- Shahi S.K. and Baker J. (2013) NGA-West2 Models for Ground-Motion Directionality. Pacific Earthquake Engineering. Department of Civil and Environmental Engineering. Stanford University. 73 pp.
- Shin J., Lee K., Jeong S-H. and Lee J. (2015) Probabilistic performance assessment of gravity-designed steel frame buildings using buckling-restrained knee braces. Journal of Constructional Steel Research. 104:250-260.
- Singh S.K., Mena E. and Castro R. (1988) Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacán earthquake and ground motion amplification in and near México City from strong motion data. Bulletin of the Seismological Society of America. 78(1):451-477.
- Skalomenos K.A., Hatzigeorgiou G.D and Beskos DE (2014) Parameter identification of three hysteretic models for the simulation of the response of CFT columns to cyclic loading. Engineering Structures 61:44-60.
- Sóbol I. (1976) Método de Montecarlo, 1° edición. MIR-Moscú. 78 pp.
- Soto-Rodríguez H. (2012) Visión panorámica de las estructuras de acero en México. En: Mejor con Acero. Disponible en: <http://www.mejorconacero.com/vision-panoramica-de-las-estructuras-de-acero-en-mexico/> (última visita 2016.09.12).
- SSN (2016) Servicio sismológico nacional México. Instituto de Geofísica de la UNAM. <http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/mapas-de-sismicidad-anual/> (última consulta 27/03/2017).
- Tena-Colunga A. and Nangulasmú-Hernández H.J. (2015) Assessment of seismic design parameters of moment resisting RC braced frames with metallic fuses. Engineering Structures. 95:138-153.
- Teran-Gilmore A. and Ruiz-Garcia J. (2011) Comparative seismic performance of steel frames retrofitted with buckling-restrained braces through the application of force-based and displacement-based approaches. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 31(3):478-490.
- Tremblay R., Bolduc P., Neville R. and DeVall R. (2006) Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems. Canadian Journal of Civil Engineering 33(2):183-198.
- Trifunac M.D. and Brady A.G. (1975) A study on the duration of strong earthquake ground. Bulletin of the Seismological Society of America. 65(3):581-626.
- Tsai K. and Lai J. (2002) A study of buckling restrained seismic braced frame. Structural Engineering (in Chinese). 17(2):3-32.
- Uang C-M. and Nakashima M. (2004) Steel buckling-restrained braced frames. In: Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-based Engineering. Chapter 16, CRC Press. 37 pp.
- Vamvatsikos D. (2014) Seismic performance uncertainty estimation via IDA with progressive accelerogram-wise Latin Hypercube Sampling. Journal of Structural Engineering 140(8):1-10.
- Vamvatsikos D. and Cornell C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31 (3):491-514.
- Vargas R. and Bruneau M. (2009) Experimental response of buildings designed with metallic structural fuses. II. Journal of Structural Engineering 135(4):394-403.
- Vargas Y.F. (2013) Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño. Tesis Doctoral,

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña.

Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. and Hurtado J.E. (2013) Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: A probabilistic approach. *Bulletin of Earthquake Engineering* 11(6):2007-2032.

Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. and Hurtado J.E. (2015) Probabilistic seismic damage assessment of RC buildings based on nonlinear dynamic analysis. *The Open Civil Engineering Journal*. 9(Suppl. 1, M12):344-350.

Vidic T., Fajfar P. and Fischinger M. (1994) Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 23(5):507-521.

Vladimir K. y Pacheco J.F. (1999) Cien años de sismicidad en México. Poster del Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México UNAM. Disponible en: <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html> (última visita 2017.02.17).

Wada A., Huang Y. and Bertero V. (2004) Innovative strategies in earthquake engineering. In: *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. Chapter 10, CRC Press. 26 pp.

Watanabe A., Hitomi Y. and Saeki E. (1988) Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube. In: *Proceedings 9<sup>o</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo-Kyoto, Japan. Vol IV:719-724.

Watson-Lamprey J. and Boore D.M. (2007) Beyond SaGMRotI: Conversion to SaArb, SaSN, and SaMaxRot. *Bulletin of the Seismological Society of America* 97(5):1511–1524.

Wong H. and Trifunac M. (1979) Generation of artificial strong motion accelerograms. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 7:509-527.

Zentner I. (2014) A procedure for simulating synthetic accelerograms compatible with correlated and conditional probabilistic response spectra. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 63:226-233.

Zhu K., Al-Bermani F.G.A., Kitipornchai S. and Li B. (1995) Dynamic response of flexibly jointed frames. *Engineering Structures* 17(8):575-585.